



TUGAS AKHIR - RC141501

# ALTERNATIF PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH *OVERPASS* SEMEMI SURABAYA DENGAN VARIASI TIPE PILAR

SYAHRIAL FAHMI  
NRP 3112 106 032

DosenPembimbing  
Ir. Suwarno, M.Eng  
Dr. Ir. Djoko Untung

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2015



TUGAS AKHIR - RC141501

# **ALTERNATIF PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH *OVERPASS* SEMEMI SURABAYA DENGAN VARIASI TIPE PILAR**

**SYAHRIAL FAHMI**  
**NRP 3112 106 032**

Dosen Pembimbing  
Ir. Suwarno, M.Eng  
Dr. Ir. Djoko Untung

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan**  
**Institut Teknologi Sepuluh Nopember**  
**Surabaya 2015**



FINAL PROJECT - RC141501

# DESIGN ALTERNATIVE OF SEMEMI-OVERPASS SUBSTRUCTURES SURABAYA WITH PIER TYPE VARIATION

SYAHRIAL FAHMI  
NRP 3112 106 032

Counselor Lecturer  
Ir. Suwarno, M.Eng  
Dr. Ir. Djoko Untung

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
Civil Engineering And Planning Faculty  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2015



FINAL PROJECT - RC141501

# DESIGN ALTERNATIVE OF SEMEMI-OVERPASS SUBSTRUCTURES SURABAYA WITH PIER TYPE VARIATION

SYAHRIAL FAHMI  
NRP 3112 106 032

Counselor Lecturer  
Ir. Suwarno, M.Eng  
Dr. Ir. Djoko Untung

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
Civil Engineering And Planning Faculty  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2015



**ALTERNATIF PERENCANAAN BANGUNAN  
BAWAH OVERPASS SEMEMI SURABAYA  
DENGAN VARIASI TIPE PILAR**

**TUGAS AKHIR**

**Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik**

**Pada**

**Bidang Studi Geoteknik**

**Jurusan S-1 Teknik Sipil Lintas Jalur**

**Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan**

**Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya**

**Oleh :**

**Syahrial Fahmi**

**NRP. 3112.106.032**

**Disetujui Oleh :**

**Dosen Pembimbing Tugas Akhir**

**Dosen Pembimbing I**

**Dosen Pembimbing II**

**Ir. Soewarno, M. Eng.**

**Dr. Ir. Djoko Untung**

**NIP 195909271986031003**

**NIP 195001301976031001**

**SURABAYA**

**APRIL, 2015**

# **ALTERNATIF PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH OVERPASS SEMEMI SURABAYA DENGAN VARIASI TIPE PILAR**

**NamaMahasiswa** : Syahrial Fahmi  
**NRP** : 3112106032  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**DosenPembimbing** : 1. Suwarno, Ir.M Eng  
2. Djoko Untung, Ir. Dr

## **Abstrak**

*Jalan Lingkar Luar Barat adalah jalan yang akan menghubungkan wilayah kecamatan Lakarsanti sampai ke wilayah kecamatan Romokalisari melewati jalan Lakarsantri, Sambikerep, Citraland, Kendung, Kandangan-Sememi, Benowo, Romokalisari dengan panjang 23,3 kilometer. Pada wilayah Kandangan-Sememi terdapat perlintasan rel kereta api dan jalan Sememi STA 3+962 sehingga direncanakan menggunakan overpass untuk melewati perlintasan kereta api dan jalan Sememi tersebut. Overpass yang direncanakan dengan panjang total 755,86m dan lebar 21,25m ini dibagi 17 bentang dengan 15 bentang dengan panjang 40m dan 2 bentang dengan panjang 50m serta tinggi pilar 5,1m. Pada perencanaan bangunan bawah overpass Sememi yang sudah ada, menggunakan pilar tipe ganda dengan pile cap menyatu diantara dua kolom dan pondasi tiang pancang dengan kondisi tanah dasar lempung. Biaya bangunan bawah yang sudah ada tersebut cukup besar dilihat dari analisa biaya yang telah dilakukan sebelumnya.*

*Dalam tugas akhir ini penulis membahas beberapa alternatif perencanaan bangunan bawah dengan*

*menggunakan tiga variasi tipe pilar. Pembahasan ini meliputi pembebanan pada struktur atas, perencanaan bangunan bawah yang mengacu pada RSNI T02-2005 dan khusus untuk beban gempa mengacu pada SNI 03 2833-2008. Pembahasan selanjutnya yakni pemodean struktur dengan program SAP 2000 versi 14.0.0, perencanaan pondasi dan pilecap masing-masing tipe pilar, penulangan bangunan bawah dan terakhir pembahasan rencana anggaran biaya masing-masing variasi tipe pilar dengan mengacu pada HSPK Surabaya 2014. Pemilihan alternatif ini berdasarkan daya dukung ijin dan harga yang paling efisien.*

*Dari hasil perencanaan bangunan bawah overpass Sememi Surabaya dengan masing-masing variasi tipe pilar diperoleh harga dan daya dukung ijin yang paling efisien adalah alternatif balok cap tiang sederhana dengan harga Rp 1.904.000.000 , daya dukung sebesar 115.66 ton, jumlah tiang pancang sebanyak 36 buah pada kedalaman 33m.*

***Kata kunci : Overpass Sememi, Bangunan Bawah, Tipe Pilar, Pondasi.***



# DESIGN ALTERNATIVE OF SEMEMI-OVERPASS SUBSTRUCTURES SURABAYA WITH PIER TYPE VARIATION

**Student Name** : Syahrial Fahmi  
**Register Number** : 3112106032  
**Department** : Civil Engineering FTSP-ITS  
**Counselor Lecturer** : 1. Suwarno, Ir. M Eng  
2. Djoko Untung, Ir. Dr

## Abstract

*West outer ring road is a road that will connect the Lakarsanti sub-district to the Romokalisari sub-district through Lakarsantri, Sambikerep, Citraland, kendung, Kandangan-Sememi, Benowo and Romokalisari road with 23,3 kilometers in length. In Kandangan-Sememi region, there is a railroad crossing and Sememi road with 3+962 STA so that it is planned to use overpass to pass the railway crossing and Sememi road. Overpass planned with 755,86m in length and 21,25m in width is divided to 17 spans with 15 spans of 40m in length and 2 spans of 50m in length and the 5,1m in height of the piers. The substructure plan of Sememi-overpass that already exists uses dual-type piers with pile cap that fused between two columns and pile foundations with clay soil condition. The substructure cost that already exists is large enough for the cost analysis done before.*

*In this final project, the author discusses several alternatives for substructure plan by using three piers of various types. This discussion includes loading on the upper structure, substructure plan which refers specifically to*

*RSNI T02-2005 and seismic load refers to the SNI 03 2833-2008. Further discussion is about the structure model with SAP 2000 program of 14.0.0 version, foundation design and pilecap of each pier types, substructure reinforcement and budget plan discussion of each pier types with reference to Surabaya HSPK 2014. Selection of this alternative is based on license bearing and the most efficient price.*

*From the substructure plan of Sememi-overpass Surabaya with each variation of the piers is obtained cost and license bearing. the most efficient alternative is a simple pole cap beam with price of Rp. 1.904.000.000, the carrying capacity of 115.66 tons, the amount of the piles as much as 36 pieces in depth of 33m.*

***Keywords : Sememi-overpass, Under Building, Pier Type, Foundation.***

## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan atas kehadiran Allah SWT, karena dengan limpahan rahmat dan hidayah Nya-lah, tugas akhir dengan judul “Alternatif Perencanaan Bangunan Bawah *Overpass* Sememi Surabaya Dengan Variasi Tipe Pilar” dapat tersusun dan terselesaikan dengan baik serta dapat mempresentasikan pada sidang tugas akhir.

Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademis pada program studi S-1 Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Tujuan dari penulisan tugas akhir ini yaitu agar mahasiswa dapat mengetahui langkah kerja dari perencanaan *overpass* dalam suatu proyek khususnya proyek perencanaan jembatan.

Tersusunnya tugas akhir ini tidak lepas dari bantuan serta bimbingan berbagai pihak. Oleh karena itu, pada kesempatan kali ini ucapan terima kasih kepada :

1. Ir. Suwarno, M. Eng. dan Dr.Ir Djoko Untung, selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak arahan dan bimbingan dalam penyusunan tugas akhir ini.
2. Bapak Dr. Ir. Edijatno, selaku Ketua Program Studi S-1 Teknik Sipil Lintas Jalur ITS.
3. Bapak Ir. Djoko Irawan, MS., selaku dosen wali.
4. Orang Tua kami yang telah membesarkan dan mendidik kami serta memberikan dukungan baik secara moril dan materiil yang tak terhingga pada kami.
5. Segenap Bapak/Ibu Dosen dan Karyawan S-1 Teknik Sipil Lintas Jalur FTSP-ITS.
6. Rekan-rekan sesama mahasiswa S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil.
7. Semua pihak yang telah ikut membantu dalam penyusunan tugas akhir ini, atas segala bantuan dan dukungannya.



Dalam penyusunan tugas akhir ini, penulis menyadari bahwa masih banyak kekurangan di dalamnya. Oleh karena itu, saran, kritik, dan koreksi yang membangun tetap penulis nantikan dari pembaca demi kesempurnaan tugas akhir ini. Akhir kata, semoga tugas akhir ini dapat memberikan manfaat bagi mahasiswa Teknik Sipil pada khususnya dan bagi para pembaca pada umumnya.

Surabaya, Maret 2015

Penyusun

## DAFTAR ISI

COVER	
HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PENGESAHAN	
ABSTRAK .....	i
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI .....	vii
DAFTAR GAMBAR .....	xi
DAFTAR TABEL .....	xv
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Perumusan Masalah .....	3
1.3 Tujuan .....	3
1.4 Batasan Masalah .....	4
1.5 Manfaat .....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Pilar Jembatan .....	5
2.2 Pembebanan Bangunan Atas.....	7
2.2.1 Aksi dan Beban Tetap .....	8
2.2.2 Beban Lalu Lintas .....	9
2.2.3 Aksi Lingkungan .....	14
2.2.4 Kombinasi Pembebanan .....	20
2.3 Penulangan Pilar .....	21
2.4 Pondasi.....	22
2.4.1 Pondasi Dangkal.....	23
2.4.2 Pondasi Dalam.....	23
2.4.3 Pemilihan Tiang Pancang .....	24
2.4.4 Penggolongan Pondasi Tiang Pancang.....	24
2.4.5 Perhitungan Tiang Pancang .....	25
2.4.6 Tiang Pancang Dalam Kelompok.....	28
2.4.7 Letak Jepit Tanah Terhadap Tiang Pondasi ....	31
2.4.8 Gesekan Kulit Negatif .....	33



2.4.9	Daya Dukung Lateral.....	34
2.4.10	Penurunan Tiang.....	39
2.4.11	Kontrol Kekuatan.....	42
<b>BAB III METODOLOGI .....</b>		<b>45</b>
3.1	Flowchart.....	45
3.2	Persiapan .....	47
3.3	Studi Literatur .....	47
3.4	Pengumpulan Data .....	48
3.5	Analisa Pengolahan Data .....	49
3.6	Perhitungan Pembebanan Bangunan Atas.....	49
3.7	Perencanaan Bangunan Bawah .....	49
3.8	Analisa Biaya .....	50
3.9	Pemilihan Alternatif .....	50
3.10	Kesimpulan .....	50
<b>BAB IV PERENCANAAN PILAR DAN PONDASI .....</b>		<b>51</b>
4.1	Data dan Analisa Data .....	51
4.1.1	Data Teknis Bangunan Atas.....	51
4.1.2	Data Tanah Dasar .....	53
4.1.3	Data Spesifikasi Tiang Pancang .....	55
4.2	Perencanaan Pilar dengan Alternatif Pilar Tunggal....	55
4.2.1	Pembebanan Bangunan Atas.....	55
4.2.2	Pembebanan Bangunan Bawah .....	64
4.2.3	Kombinasi Beban.....	75
4.2.4	Penulangan Pada Pilar Tipe Tunggal .....	78
4.2.5	Perencanaan Pondasi Pilar dengan Alternatif Pilar Tunggal .....	88
4.2.6	Perencanaan Pile Cap.....	98
4.3	Perencanaan Pilar dengan Alternatif Pilar Ganda Dengan <i>Pilecap</i> Terpisah.....	102
4.3.1	Pembebanan .....	104
4.3.2	Pemodelan Pilar.....	105
4.3.3	Kombinasi Beban .....	106

4.3.4	Penulangan Pada Pilar Tipe Ganda Dengan Pilecap Terpisah .....	108
4.3.5	Perencanaan Pondasi Pilar dengan Alternatif Pilar Tipe Ganda Dengan Pilecap Terpisah....	116
4.3.6	Perencanaan Pile Cap.....	127
4.4	Perencanaan Pilar dengan Alternatif Tipe Balok Cap Tiang Sederhana .....	131
4.4.1	Perhitungan Titik Jepit Tiang.....	132
4.4.2	Pembebanan .....	133
4.4.3	Pemodelan Pilar .....	134
4.4.4	Kombinasi Beban.....	135
4.4.5	Penulangan Pada Pilar Tipe Balok Cap Tiang Sederhana .....	136
4.4.6	Perencanaan Pondasi Pilar dengan Alternatif Tipe Balok Cap Tiang Sederhana.....	141
BAB V ANALISA BIAYA.....		153
5.1	Umum.....	153
5.2	Harga Material Upah dan Bahan .....	153
5.3	Analisa Harga Satuan .....	155
5.4	Rencana Anggaran Biaya .....	160
5.4.1	Rencana Anggaran Biaya Tipe Pilar Tunggal .	160
5.4.2	Rencana Anggaran Biaya Tipe Pilar Ganda Dengan Pilecap Terpisah .....	162
5.4.3	Rencana Anggaran Biaya Tipe Balok Cap Tiang Sederhana .....	165
BAB VI KESIMPULAN SARAN .....		167
6.1	Kesimpulan.....	167
6.2	Saran.....	168
DAFTAR PUSTAKA.....		169
LAMPIRAN		
BIODATA PENULIS		



***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

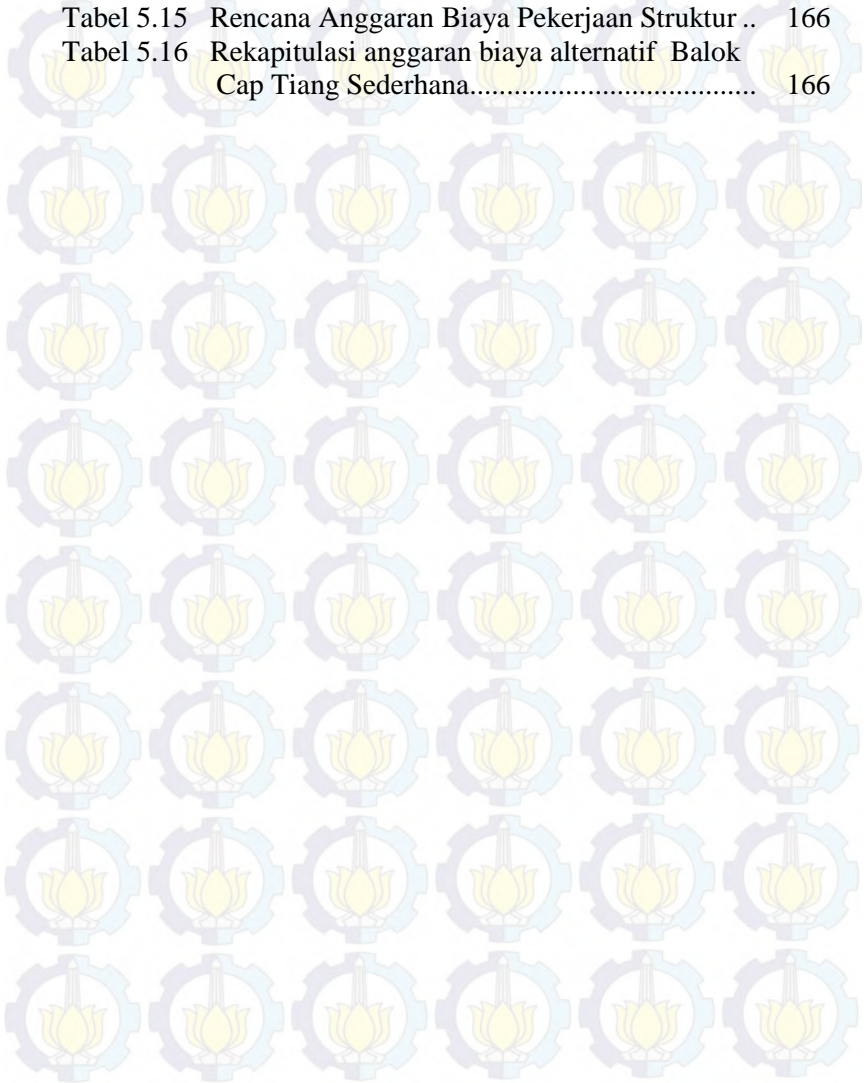
## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Jenis Tipikal Pilar .....	5
Tabel 2.2	Kelompok Beban .....	7
Tabel 2.3	Berat Isi Untuk Aksi Dan Beban Tetap .....	8
Tabel 2.4	Faktor Beban Akibat Berat Sendiri.....	9
Tabel 2.5	Faktor Beban Akibat Beban Mati Tambahan ..	9
Tabel 2.6	Faktor Beban Akibat Beban Lajur “D”.....	10
Tabel 2.7	Jumlah lajur lalu lintas rencana.....	12
Tabel 2.8	Faktor Beban Akibat Gaya Rem.....	13
Tabel 2.9	Faktor Beban Akibat Beban Angin.....	15
Tabel 2.10	Koefisien Seret $C_w$ .....	15
Tabel 2.11	Kecepatan Angin Rencana $V_w$ .....	15
Tabel 2.12	Faktor Beban Akibat Beban Gempa .....	17
Tabel 2.13	Akselerasi puncak di batuan dasar untuk wilayah gempa tipikal .....	19
Tabel 2.14	Kategori Kinerja Seismik (SPC).....	19
Tabel 2.15	Prosedur Analisis Berdasarkan Kategori Kinerja Seismik (A-D).....	19
Tabel 2.16	Koefisien Tanah (S) .....	19
Tabel 2.17	Kombinasi Beban Umum Untuk Keadaan Batas Kelayanan Dan Ultimit .....	20
Tabel 2.18	<i>Base Coefficient <math>\alpha</math> DeCourt et all</i> .....	28
Tabel 2.19	<i>Shaft Coefficient <math>\beta</math> DeCourt et all</i> .....	28
Tabel 2.20	Tabel untuk mencari nilai R.....	32
Tabel 2.21	Tabel untuk mencari nilai T .....	32
Tabel 2.22	Nilai-nilai $C_p$ .....	40
Tabel 2.23	Parameter elastisitas dari berbagai jenis tanah.	41
Tabel 4.1	Data Teknis Jembatan pada Bentang 40m dan 50m .....	52
Tabel 4.2	Analisa Parameter Tanah Dasar.....	53
Tabel 4.3	Data Hasil <i>Drilling Log</i> .....	54
Tabel 4.4	Rekapitulasi Beban pada bentang 50m .....	64
Tabel 4.5	Perhitungan Berat Sendiri Pilar .....	65



Tabel 4.6	Rekapitulasi Beban Kerja Pada Tipe Pilar Tunggal untuk setengah bentang.....	74
Tabel 4.7	Kombinasi 1 .....	75
Tabel 4.8	Kombinasi 2 .....	76
Tabel 4.9	Kombinasi 3 .....	76
Tabel 4.10	Kombinasi 4 .....	77
Tabel 4.11	Kombinasi 5 .....	77
Tabel 4.12	Kombinasi 6 .....	78
Tabel 4.13	Rekapitulasi kombinasi pembebanan .....	78
Tabel 4.14	Rekapitulasi Beban Kerja Pada Tipe Pilar Ganda Dengan Pilecap Terpisah Untuk Setengah Bentang .....	104
Tabel 4.15	Kombinasi Pembebanan Tipe Pilar Ganda Dengan Pilecap Terpisah Pada Pangkal Pilar.....	106
Tabel 4.16	Momen Tambahan .....	107
Tabel 4.17	Reaksi pilar terpusat pada titik tengah di dasar <i>pile cap</i> .....	108
Tabel 4.18	Rekapitulasi Beban Kerja Pada Tipe Balok Cap Tiang Sederhana Untuk Setengah Bentang.....	133
Tabel 4.19	Kombinasi Pembebanan Tipe Balok Cap Tiang Sederhana.....	136
Tabel 5.1	Harga Material.....	153
Tabel 5.2	Harga Upah.....	154
Tabel 5.3	Harga Sewa Peralatan.....	154
Tabel 5.4	Analisa Harga Satuan Pekerjaan .....	154
Tabel 5.5	Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Persiapan	160
Tabel 5.6	Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Pondasi...	160
Tabel 5.7	Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Struktur ..	161
Tabel 5.8	Rekapitulasi anggaran biaya alternatif pilar tunggal .....	162
Tabel 5.9	Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Persiapan	162
Tabel 5.10	Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Pondasi...	163
Tabel 5.11	Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Struktur ..	163
Tabel 5.12	Rekapitulasi anggaran biaya alternatif pilar Ganda Dengan Pilecap Terpisah.....	164

Tabel 5.13	Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Persiapan	165
Tabel 5.14	Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Pondasi...	165
Tabel 5.15	Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Struktur ..	166
Tabel 5.16	Rekapitulasi anggaran biaya alternatif Balok Cap Tiang Sederhana.....	166





## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Lokasi <i>Overpass</i> Sememi .....	2
Gambar 2.1	Tipe Balok Cap Tiang Sederhana.....	6
Gambar 2.2	Tipe Kolom Ganda.....	6
Gambar 2.3	Tipe Kolom Tunggal.....	7
Gambar 2.4	Kedudukan Beban Lajur ‘D’ .....	11
Gambar 2.5	Faktor Pembebanan Dinamik.....	12
Gambar 2.6	Gaya Rem per Lajur 2.75m .....	14
Gambar 2.7	Wilayah Gempa Indonesia periode ulang 500 tahun.....	18
Gambar 2.8	Koefisien Geser (C) Elastis .....	18
Gambar 2.9	Jenis Tipikal Pondasi.....	22
Gambar 2.10	Jenis Pondasi Telapak .....	23
Gambar 2.11	<i>Partly-embedded pile &amp; equivalenr fixed base pile or column.....</i>	31
Gambar 2.12	<i>Negatif Skin Friction .....</i>	33
Gambar 2.13	Tiang dengan Kepala Tertahan .....	34
Gambar 2.14	Ketahanan Lateral Tiang Pendek Untuk Tanah Koehesif .....	37
Gambar 2.15	Ketahanan Lateral Tiang Panjang Untuk Tanah Koehesif .....	38
Gambar 2.16	Ketahanan Lateral Tiang Pendek Untuk Tanah Tidak Koehesif .....	38
Gambar 2.17	Ketahanan Lateral Tiang Panjang Untuk Tanah Tidak Koehesif .....	39
Gambar 3.1	Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir .....	45
Gambar 3.2	(lanjutan) Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir .....	46
Gambar 4.1	Potongan Memanjang <i>Overpass</i> Sememi... ..	51
Gambar 4.2	Potongan Melintang Bangunan Atas <i>Overpass</i> Sememi Pada Bentang 40m.....	51
Gambar 4.3	Potongan Melintang Bangunan Atas <i>Overpass</i> Sememi Pada Bentang 50m.....	52
Gambar 4.4	Gaya Rem per Lajur 2.75 m .....	63



Gambar 4.5	Potongan pilar arah melintang <i>overpass</i> .....	64
Gambar 4.6	Potongan pilar arah memanjang <i>overpass</i> ..	65
Gambar 4.7	Beban-beban yang menimbulkan momen nominal dan jarak terhadap titik z .....	79
Gambar 4.8	Beban-beban yang menimbulkan momen nominal dan jarak terhadap titik z .....	81
Gambar 4.9	Beban-beban yang menimbulkan momen nominal dan jarak terhadap titik z .....	85
Gambar 4.10	Konfigurasi Tiang Pancang .....	91
Gambar 4.11	Ketahanan lateral ultimate unuk tiang panjang dalam tanah kohesif.....	93
Gambar 4.12	Koefisien variasi (f).....	94
Gambar 4.13	Koefisien defleksi .....	95
Gambar 4.14	Koefisien momen .....	96
Gambar 4.15	Analisis gaya dan momen pada pilecap.....	98
Gambar 4.16	Analisis geser pons.....	101
Gambar 4.17	Potongan pilar arah melintang <i>overpass</i> .....	103
Gambar 4.18	Potongan pilar arah memanjang <i>overpass</i> ..	103
Gambar 4.19	Pemodelan pilar.....	105
Gambar 4.20	Hasil <i>Ceck Of Structure</i> Pada SAP.....	105
Gambar 4.21	Hasil Momen M3-3 Pada SAP .....	105
Gambar 4.22	Beban-beban yang menimbulkan momen nominal dan jarak terhadap titik z .....	108
Gambar 4.23	Konfigurasi Tiang Pancang .....	119
Gambar 4.24	Ketahanan lateral ultimate unuk tiang panjang dalam tanah kohesif.....	122
Gambar 4.25	Koefisien variasi (f).....	123
Gambar 4.26	Koefisien defleksi .....	124
Gambar 4.27	Koefisien momen .....	125
Gambar 4.28	Analisis gaya dan momen pada pilecap.....	127
Gambar 4.29	Analisis geser pons.....	130
Gambar 4.30	Potongan pilar arah melintang <i>overpass</i> .....	131
Gambar 4.31	Potongan pilar arah memanjang <i>overpass</i> ..	132
Gambar 4.32	Pemodelan pilar.....	134

Gambar 4.33	Hasil <i>Ceck Of Structure</i> Pada SAP .....	135
Gambar 4.34	Hasil Momen M3-3 Pada SAP .....	135
Gambar 4.35	Ketahanan lateral ultimate unuk tian panjang dalam tanah kohesif.....	137
Gambar 4.36	Perbandingan daya dukung dengan kedalaman .....	144
Gambar 4.37	Konfigurasi Tiang Pancang .....	145
Gambar 4.38	Ketahanan lateral ultimate unuk tiang panjang dalam tanah kohesif.....	147
Gambar 4.39	Koefisien variasi (f).....	148
Gambar 4.40	Koefisien defleksi .....	149
Gambar 4.41	Koefisien momen .....	150



# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Pembangunan daerah akan berjalan dengan baik jika mempunyai rencana tata ruang yang mampu mengantisipasi perkembangan wilayah. Untuk mendukung pengembangan wilayah secara terpadu dan menyeluruh, maka diperlukan ketersediaan sarana dan prasarana wilayah yang cukup memadai. Ketersediaan sarana dan prasarana wilayah kota Surabaya salah satunya tercermin dengan adanya keberadaan sarana dan prasarana transportasi yang menghubungkan antar wilayah. Pengembangan wilayah kota Surabaya sangat memperhatikan tingkat kemudahan dalam pencapaian suatu wilayah. Hal ini bisa dilihat dalam rencana pemerintah kota Surabaya membangun Jalan Lingkar Luar Barat.

Jalan Lingkar Luar Barat adalah jalan yang akan menghubungkan wilayah kecamatan Lakarsanti sampai ke wilayah kecamatan Romokalisari melewati jalan Lakarsantri, Sambikerep, Citraland, Kendung, Kandangan-Sememi, Benowo, Romokalisari dengan panjang 23,3 kilometer. Pada wilayah Kandangan-Sememi terdapat perlintasan rel kereta api dan jalan Sememi STA 3+962 sehingga direncanakan menggunakan *overpass* untuk melewati perlintasan kereta api dan jalan Sememi tersebut. Lokasi perencanaan *overpass* bisa dilihat pada Gambar 1.1.





**Gambar 1.1** Peta Lokasi *Overpass* Sememi  
(Sumber : PERDA RTRW NO 3 Tahun 2007)

*Overpass* yang direncanakan dengan panjang total 755,86m dan lebar 21,25m ini dibagi 17 bentang dengan 15 bentang dengan panjang 40m dan 2 bentang dengan panjang 50m serta tinggi pilar 5,35m. Pada perencanaan bangunan bawah *overpass* Sememi yang sudah ada, menggunakan pilar tipe ganda dengan pile cap menyatu diantara dua kolom dan pondasi tiang pancang dengan kondisi tanah dasar lempung. Biaya bangunan bawah yang sudah ada tersebut cukup besar dilihat dari analisa biaya yang telah dilakukan sebelumnya.

Pada tugas akhir ini, penulis hanya meninjau satu bentang P13R bangunan bawah dari *Overpass* dengan panjang bentang kiri 40m dan bentang kanan 50m, lebar 21,25m dan tinggi 5,35m tepat di atas jalan Sememi STA 3+962. Pemilihan bentang ini untuk ditinjau dikarenakan beban yang paling berat berada pada bentang tersebut dengan panjang bentang yaitu 50m lebih panjang dari bentang lain yaitu 40m. Untuk mengetahui alternatif dari bangunan bawah dengan variasi tipe pilar maka digunakan tiga variasi tipe pilar, yakni tipe pilar tunggal (tipe 1), tipe pilar ganda

dengan *pile cap* terpisah diantara dua kolom pilar (tipe 2) dan tipe pilar balok cap tiang sederhana (tipe 3) serta perencanaan pondasi dari masing-masing variasi tipe pilar.

Alternatif perencanaan bangunan bawah pada tugas akhir ini perlu dilakukan, untuk membantu pencarian alternatif yang lebih ekonomis, efisien dan aman untuk digunakan pada *overpass* Sememi. Hasil perencanaan bangunan bawah akan dapat diketahui dimensi pilar, pondasi, penulangan pilar, dan analisa biaya dari masing-masing variasi tipe pilar. Dari hasil perencanaan bangunan bawah dengan beberapa variasi tipe pilar akan dipilih alternatif terbaik berdasarkan analisa biaya, kontrol kekuatan ( $Q_{ijin} = 1,1 \times P_{max}$ ).

## 1.2 Perumusan Masalah

Dari uraian latar belakang diatas, beberapa permasalahan yang akan dibahas dalam Tugas Akhir adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana perencanaan pilar menggunakan tiga variasi tipe pilar (tipe pilar tunggal, tipe pilar ganda dengan *pile cap* terpisah dan tipe balok cap tiang sederhana) pada *overpass* Sememi Surabaya?
2. Bagaimana perencanaan pondasi menggunakan tiga variasi tipe pilar pada *overpass* Sememi Surabaya?
3. Berapa biaya yang dibutuhkan pada perencanaan bangunan bawah untuk masing-masing variasi tipe pilar?

## 1.3 Tujuan

Adapun Tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Dapat merencanakan pilar menggunakan tiga variasi tipe pilar (tipe pilar tunggal, tipe pilar ganda dengan *pile cap* terpisah antar dua kolom pilar dan tipe balok cap tiang sederhana) pada *overpass* Sememi Surabaya.
2. Dapat merencanakan pondasi dari masing-masing variasi tipe pilar pada *overpass* Sememi Surabaya.

3. Dapat mengetahui jumlah biaya dari perencanaan bangunan bawah untuk masing-masing variasi tipe pilar pada *overpass* Sememi.

#### **1.4 Batasan Masalah**

Agar permasalahan tidak meluas dalam pembahasan maka dalam tugas akhir ini perlu dibuat batasan masalah, antara lain sebagai berikut :

1. Tidak membahas perhitungan pilar pada bentang lain.
2. Tidak membahas perhitungan abutment atau kepala jembatan.
3. Perhitungan pembebanan selain beban gempa menggunakan RSNI T02 2005, untuk beban gempa menggunakan SNI 03 2833 2008.
4. Pemilihan alternatif hanya dari analisa biaya dan kontrol kekuatan ( $Q_{ijin} = 1,1 \times P_{Max}$ ).
5. Tidak membahas metode pelaksanaan

#### **1.5 Manfaat**

Adapun manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Dapat mengetahui perencanaan bangunan bawah serta variasi pada pilar *Overpass*
2. Sebagai referensi bagi pembaca dalam merencanakan perencanaan yang sejenis.

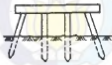







## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Pilar Jembatan

Pilar jembatan adalah suatu konstruksi yang menumpu di atas pondasi tiang-tiang pancang yang berfungsi sebagai pemikul antar bentang bangunan atas jembatan. Pilar dapat berupa susunan rangka pendukung (*trestle*) yaitu kepala pilar (*pier head*) sebagai balok melintang (*cross beam*) atau susunan kolom yang menggunakan sistem beton kopel (*pile cap*). Pada Umumnya di pakai susunan rangka pendukung untuk pondasi tiang dimana susunan tersebut tiang di teruskan langsung pada balok melintang (*cross head*) pilar. Secara umum terdapat beberapa macam tipe pilar jembatan yaitu :

**Tabel 2.1** Jenis Tipikal Pilar

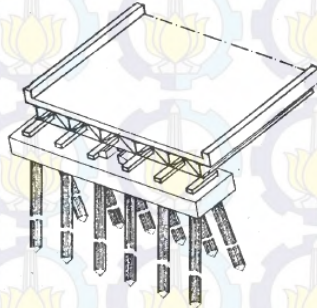
JENIS PILAR		TINGGI TIPIKAL (m)			
		0	10	20	30
PILAR BALOK CAP TIANG SEDERHANA					
Dua baris tiang adalah umumnya minimal					
PILAR KOLOM TUNGGAL			5	15	
Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus.					
PILAR TEMBOK			5		25
Ujung bundar dan alinemen tembok sesuai arah aliran membantu mengurangi gaya aliran dan gerusan lokal.					
PILAR PORTAL SATU TINGKAT (KOLOM GANDA ATAU MAJEMUK)			5	15	
Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus.					
Pemisahan kolom dengan 2D atau lebih membantu kelancaran aliran arus.					
PILAR PORTAL DUA TINGKAT				15	25
PILAR TEMBOK - PENAMPANG I					25
Penampang ini mempunyai karakteristik tidak baik terhadap aliran arus dan dianjurkan untuk penggunaan didarat.					

Sumber : BMS 1992 manual volume 1



Menurut sumber yang sama terdapat beberapa macam tipe pilar yaitu :

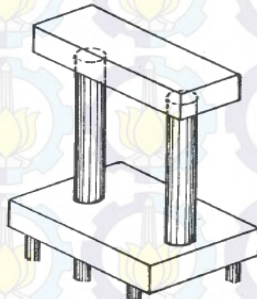
1. Tipe Balok-Cap Tiang Sederhana



**Gambar 2.1** Tipe Balok-Cap Tiang Sederhana

Sumber : BMS 1992 Manual Volume 1

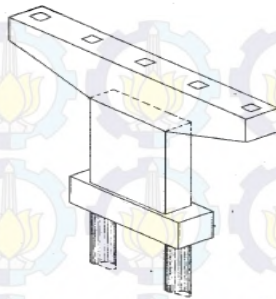
2. Tipe Kolom Ganda



**Gambar 2.2** Tipe Kolom Ganda

Sumber : BMS 1992 Manual Volume 1

### 3. Tipe Kolom Tunggal (serupa jenis tembok)



**Gambar 2.3** Tipe Kolom Tunggal (Serupa Jenis Tembok)  
Sumber : BMS 1992 Manual Volume 1

## 2.2 Pembebanan Bangunan Atas

Pada perencanaan jembatan yang perlu diperhatikan adalah beban-beban yang terjadi pada jembatan. Beban-beban tersebut akan mempengaruhi besarnya dimensi dari struktur jembatan serta banyak tulangan yang digunakan. Dalam perencanaan pembebanan ini mengacu pada RSNI T02-2005. Berikut aksi-aksi beban yang di kelompokkan menurut sumber beban :

**Tabel 2.2** Kelompok Beban

Kelompok Beban	<i>Loading Case</i>
1. Aksi dan beban Tetap	a. Berat Sendiri (DL)
	b. Beban Mati Tambahan (SDL)
2. Beban Lalu Lintas	a. Beban Lajur Terbagi Rata (BTR)
	b. Beban Lajur Garis (BGT)
	c. Beban Rem (Trb)
3. Aksi Lingkungan	a. Beban Angin
	b. Beban Gempa

Sumber : RSNI T02-2005

### 2.2.1 Aksi dan Beban Tetap

Aksi dan beban tetap merupakan beban utama dalam perhitungan perencanaan jembatan. Pada perhitungan ini yang termasuk aksi dan beban tetap antara lain :

**Tabel 2.3** Berat Isi Untuk Aksi Dan Beban Tetap

No.	Bahan	Berat/Satuan Isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan Masa (kg/m <sup>3</sup> )
1	Campuran aluminium	26.7	2720
2	Lapisan permukaan beraspal	22.0	2240
3	Besi tuang	71.0	7200
4	Timbunan dipadatkan tanah	17.2	1760
5	Kerikil dipadatkan	18.8-22.7	1920-2320
6	Aspal beton	22.0	2240
7	Beton ringan	12.25-19.6	1250-2000
8	Beton	22.0-25.0	2240-2560
9	Beton prategang	25.0-26.0	2560-2640
10	Beton bertulang	23.5-25.5	2400-2600
11	Timbal	111	11 400
12	Lempung lepas	12.5	1280
13	Batu pasangan	23.5	2400
14	Neoprin	11.3	1150
15	Pasir kering	15.7-17.2	1600-1760
16	Pasir basah	18.0-18.8	1840-1920
17	Lumpur lunak	17.2	1760
18	Baja	77.0	7850
19	Kayu (ringan)	7.8	800
20	Kayu (keras)	11.0	1120
21	Air murni	9.8	1000
22	Air garam	10.0	1025
23	Besi tempa	75.5	7680

Sumber : RSNI T02-2005

#### A. Berat Sendiri (DL)

Berat sendiri ( *dead load* ) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap.

**Tabel 2.4** Faktor Beban Akibat Berat Sendiri

Jangka Waktu	Faktor Beban		
Tetap	Ks.MS		Ku.MS
			Biasa    Terkurangi
	Baja, Aluminium	1,0	1,1    0,9
	Beton pracetak	1,0	1,2    0,85
	Beton dicor ditempat	1,0	1,3    0,75
	Kayu	1,0	1,4    0,7

Sumber : RSNI T02-2005

#### B. Beban Mati Tambahan (SDL)

Beban mati tambahan (*superimposed dead load*), adalah berat seluruh bahag menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan direncanakan mampu memikul beban tambahan seperti Lapisan aspal *overlay* dan genangan air hujan.

**Tabel 2.5** Faktor Beban Akibat Beban Mati Tambahan

Jangka Waktu	Faktor Beban		
Tetap	Ks.MA		Ku.MA
			Biasa    Terkurangi
	Keadaan umum	1,0	2,0    0,7
	Keadaan khusus	1,0	1,4    0,8

Sumber : RSNI T02-2005

### 2.2.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas terdiri dari pembebanan lajur “D” dan pembebanan truk “T”. Pembebanan lajur “D” ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada



jembatan yang ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Sedangkan, pembebanan truk “T” adalah kendaraan berat tunggal dengan tiga gandar yang ditempatkan dalam kedudukan sembarang pada lajur lalu lintas rencana. Pada umumnya pembebanan “D” akan menentukan untuk bentang sedang sampai panjang dan pembebanan “T” akan menentukan untuk bentang pendek dan sistem lantai.

**Tabel 2.6** Faktor Beban Akibat Beban Lajur “D”

Jangka Waktu	Faktor Beban	
	Ks.TD	Ku.TD
Transien	1,0	1,8

Sumber : RSNI T02-2005

**A. Beban Lajur Terbagi Rata (BTR)**

Beban terbagi rata (BTR) adalah beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekuivalen dengan suatu iring – iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban D terdiri dari beban tersebar merata dan beban garis. Beban tersebar merata ( $UDL = q$ ). Besarnya beban tersebar merata  $q$  adalah sebagai berikut (Sumber : RSNI T02-2005) :

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9.0 \text{ kPa} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$L > 30 \text{ m} : q = 9.0 \left( 0.5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \dots\dots\dots (2.2)$$

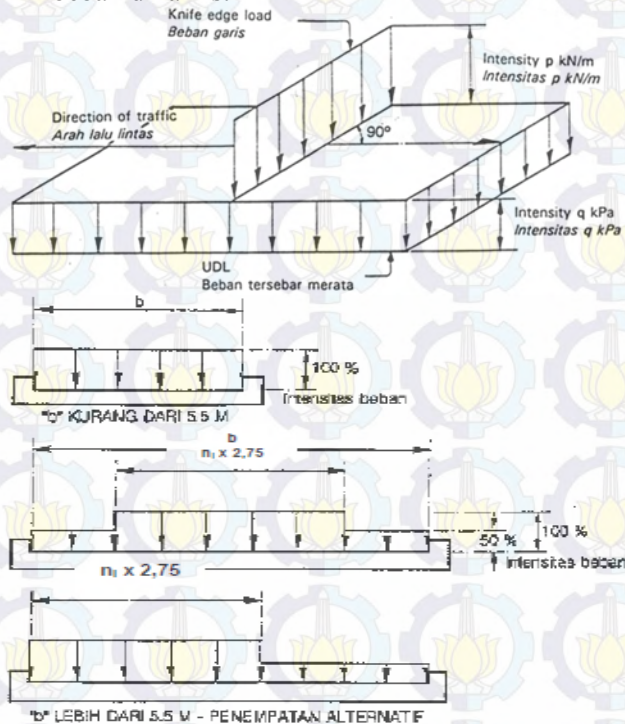
Dimana :

$q$  = Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan

$L$  = Panjang total jembatan yang dibebani (m)

### B. Beban Lajur Garis (BGT)

Beban BGT adalah beban garis yang merupakan beban berjalan di atas lantai kendaraan. Beban yang diperhitungkan adalah sebesar 49.0 kN/m. Beban BGT ini harus dikalikan dengan faktor kejut (FBD). Faktor beban dinamik (FBD) faktor beban dinamik ini dimaksudkan sebagai suatu faktor digunakan untuk mewakili faktor kejut beban dinamis.



**Gambar 2.4** Kedudukan Beban Lajur “D” (BTR dan BGT)

Sumber : RSNI T02-2005

**Tabel 2.7** Jumlah lajur lalu lintas rencana

Tipe Jembatan (1)	Lebar Jalur Kendaraan (m) (2)	Jumlah Lajur Lalu lintas Rencana (n)
Satu lajur	4,0 - 5,0	1
Dua arah, tanpa median	5,5 - 8,25 11,3 - 15,0	2 (3) 4
Banyak arah	8,25 - 11,25 11,3 - 15,0 15,1 - 18,75 18,8 - 22,5	3 4 5 6

CATATAN (1) Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi yang berwenang.

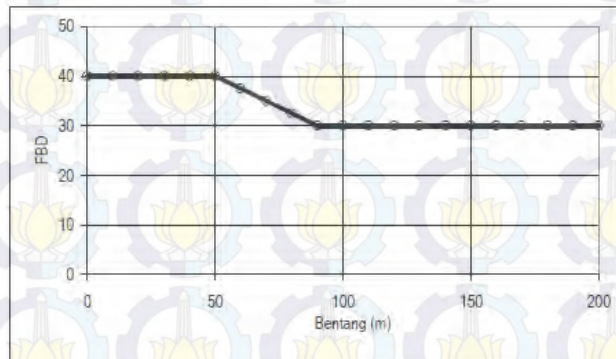
CATATAN (2) Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dengan median untuk banyak arah.

CATATAN (3) Lebar minimum yang aman untuk dua-lajur kendaraan adalah 6,0 m. Lebar jembatan antara 5,0 m sampai 6,0 m harus dihindari oleh karena hal ini akan memberikan kesan kepada pengemudi seolah-olah memungkinkan untuk meliap.

Sumber : RSNI T02-2005

### C. Faktor Beban Dinamik

Faktor beban dinamik merupakan interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Faktor beban dinamik (FBD) berlaku pada beban garis BGT lajur “D” dan beban truk “T” untuk seimulasi kejut dan kendaraan bergerak pada struktur jembatan.



**Gambar 2.5** Faktor Beban Dinamik untuk BT pembebanan lajur “D”

Sumber : RSNI T02-2005



#### D. Gaya Rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu-lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur “D” yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas, tanpa dikalikan dengan factor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Gaya rem tersebut dianggap bekerja horizontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1.8m di atas permukaan lantai kendaraan. Beban lajur “D” disini tidak direduksi bila panjang bentang melebihi 30m, digunakan  $q = 9.0 \text{ kPa}$ .

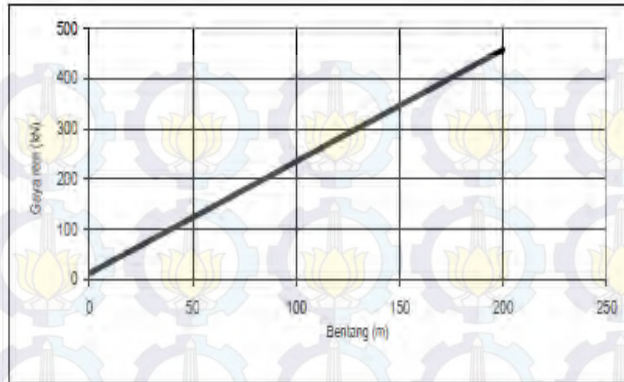
Gaya rem tidak boleh digunakan tanpa beban lalu lintas vertikal bersangkutan. Dalam hal dimana beban lalu lintas vertikal mengurangi pengaruh dari gaya rem (seperti pada stabilitas guling dari pangkal jembatan), maka factor beban ultimit berkurang sebesar 40% boleh digunakan untuk pengaruh beban lalu lintas vertikal. Pembebanan lalu lintas 70% dan factor pembesaran di atas 100% BGT dan BTR tidak berlaku untuk gaya rem.

**Tabel 2.8** Faktor Beban Akibat Gaya Rem

Jangka Waktu	Faktor Beban	
	Ks.TB	Ku.TB
Transien	1,0	1,8

Sumber : RSNI T02-2005





**Gambar 2.6** Gaya Rem per Lajur 2.75 m  
Sumber : RSNI T02-2005

### 2.2.3 Aksi Lingkungan

#### A. Beban Angin

Gaya nominal dan daya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana sebagai berikut berikut (Sumber : RSNI T02-2005) :

$$T_{EW} = 0.0006 C_W (V_W)^2 A_b \text{ (kN)} \dots\dots\dots (2.3)$$

Dimana :

$V_W$  adalah kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau

$C_W$  adalah koefisien seret

$A_b$  adalah luas koefisien bagian samping jembatan ( $m^2$ )

Apabila suatu kendaraan sedan berada diatas jembatan, beban garis merata tambahan arah horizontal arus diterapkan pada permukaan lantai digunakan rumus berikut (Sumber : RSNI T02-2005) :

$$T_{EW} = 0.0012 C_W (V_W)^2 A_b \text{ (kN)} \dots\dots\dots (2.4)$$

Dimana :

$$C_W = 1.2$$

**Tabel 2.9** Faktor Beban Akibat Beban Angin

Jangka Waktu	Faktor Beban	
	Ks.EW	Ku.EW
Transien	1,0	1,2

Sumber : RSNI T02-2005

**Tabel 2.10** Koefisien Seret  $C_w$ 

Tipe Jembatan	$C_w$
Bangunan atas masif: (1), (2)	
$b/d = 1.0$	2.1 (3)
$b/d = 2.0$	1.5 (3)
$b/d \geq 6.0$	1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) $b$ = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran $d$ = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif	
CATATAN (2) Untuk harga antara dari $b/d$ bisa diinterpolasi linier	
CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, $C_w$ harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

Sumber : RSNI T02-2005

**Tabel 2.11** Kecepatan Angin Rencana  $V_w$ 

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Sumber : RSNI T02-2005

**B. Beban Gempa**

Beban rencana gempa minimum diperoleh dengan rumus berikut (Sumber : RSNI T02-2005) :

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T \dots\dots\dots (2.5)$$

Dimana :

$$K_h = C \times S \dots\dots\dots (2.6)$$

Dengan pengertian :

$T_{EQ}$  adalah Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN)

$K_h$  adalah Koefisien beban gempa horizontal

$I$  adalah Faktor kepentingan

$S$  adalah Faktor tipe bangunan

$W_T$  adalah berat nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (kN)

$C$  adalah Koefisien dasar untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi dasar. Koefisien geser dasar yang diperhitungkan dalam SNI 03-2833-2008 yaitu: koefisien geser dasar elastis dan koefisien geser dasar plastis. Dalam tugas akhir ini, nilai  $C$  dihitung berdasarkan cara elastis karena perencanaan dengan melihat elastisitas jauh lebih aman dibandingkan dengan plastisitas. Koefisien geser dasar elastis dapat dihitung dengan persamaan berikut ini :

$$C_{elastis} = A \times R \times S \dots\dots\dots (2.7)$$

$$C_{elastis} = \frac{1.2 \times A \times S}{T^3} \leq 2.5 \times A \dots\dots\dots (2.8)$$

Dimana :

$A$  = Akselerasi puncak di batuan dasar (g) (tabel 2.14 )

$R$  = Respon batuan dasar

$S$  = Koefisien tanah (tabel 2.17 )

$T$  = Periode alami struktur (detik)

Dalam SNI 2833-2008 terdapat 3 cara untuk menghitung periode alami struktur ( $T$ ) yaitu dengan spektral mode tunggal, moda majemuk dan Eigen Value. Pemilihan metode ini didasarkan pada struktur jembatan tersebut. Pada tugas akhir ini

metode yang digunakan adalah metode spektral mode majemuk sehingga periode alami struktur dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 \times g \times \alpha}} \dots\dots\dots (2.9)$$

Dimana :

$T$  = Periode alami struktur (detik)

$p_0$  = satuan gaya seragam virtual (1 kN/m)

$g$  = gravitasi (9.8 m/det<sup>2</sup>)

$\alpha, \gamma$  = Perumusan ekspresi akibat satuan gaya virtual (m<sup>2</sup>) :

$$\alpha = \int V_s(x) dx \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\beta = \int W_t(x) V_s(x) dx \text{ (tonm)} \dots\dots\dots (2.10)$$

$$\gamma = \int W_t(x) V_s(x)^2 dx \text{ (tonm}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.11)$$

dimana :

$$\begin{aligned} V_s(x) &= \text{profil simpangan akibat } p_0 \\ &= \frac{(p_0 \times L)}{(n \times k)} \dots\dots\dots (2.12) \end{aligned}$$

$P_0$  = satuan gaya seragam virtual (0.1 ton/m)

$W(x)$  = distribusi berat mati system per satuan panjang (kN/m)

**Tabel 2.12** Faktor Beban Akibat Beban Gempa

Jangka Waktu	Faktor Beban	
Transien	Ks.EQ	Ku.EQ
	Tak dapat digunakan	1,0

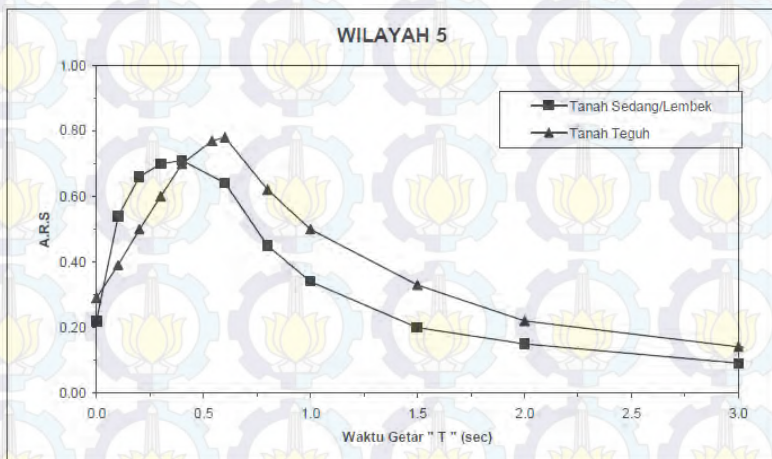
Sumber : RSNI T02-2005





**Gambar 2.7** Wilayah Gempa Indonesia untuk periode ulang 500 tahun

Sumber : SNI 03-2833-2008



**Gambar 2.8** Koefisien geser dasar (C) Elastis untuk analisis dinamis, periode ulang 500 tahun

Sumber : SNI 03-2833-2008

**Tabel 2.13** Akselerasi puncak di batuan dasar untuk wilayah gempa tipikal

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53 – 0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46 – 0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36 – 0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26 – 0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15 – 0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05 – 0,10	0,06-0,11

Sumber : SNI 03-2833-2008

**Tabel 2.14** Kategori Kinerja Seismik (SPC)

Koefisien percepatan puncak di batuan dasar (A/g)	Klasifikasi kepentingan I (Jembatan utama dengan faktor keutamaan 1,25)	Klasifikasi kepentingan II (Jembatan biasa dengan faktor keutamaan 1)
$\geq 0,30$	D	C
0,20-0,29	C	B
0,11-0,19	B	B
$\leq 0,10$	A	A

Sumber : SNI 03-2833-2008

**Tabel 2.15** Prosedur Analisis Berdasarkan Kategori Kinerja Seismik (A-D)

Jumlah bentang	D	C	B	A
Tunggal sederhana	1	1	1	-
2 atau lebih menerus	2	1	1	-
2 atau lebih dengan 1 sendi	3	2	1	-
2 atau lebih dengan 2 atau lebih sendi	3	3	1	-
Struktur rumit	4	3	2	1

Sumber : SNI 03-2833-2008

**Tabel 2.16** Koefisien Tanah (S)

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1=1,0$	$S_2=1,2$	$S_3=1,5$

Sumber : SNI 03-2833-2008

### 2.2.4 Kombinasi Pembebanan

Dalam RSNI T02 – 2005 halaman 51 dinyatakan bahwa seluruh pengaruh aksi rencana harus mengambil faktor beban yang sama, apakah itu biasa atau berkurang. Keadaan paling berbahaya yang harus diambil, maka ditentukan beberapa kombinasi beban untuk beban rencana pada pilar, yaitu :

**Tabel 2.17** Kombinasi Beban Umum Untuk Keadaan Batas Kelayanan Dan Ultimit

Aksi	Kelayanan						Ultimit					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
<b>Aksi Permanen :</b>												
Berat sendiri												
Beban mati tambahan												
Susut rangk												
Pratekan	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Pengaruh beban tetap pelaksanaan												
Tekanan tanah												
Penurunan												
<b>Aksi Transien :</b>												
Beban lajur "D" atau beban truk "T"	X	o	o	o	o		X	o	o	o	o	
Gaya rem atau gaya sentrifugal	X	o	o	o	o		X	o	o	o		
Beban pejalan kaki		X						X				
Gesekan perletakan	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o	o	o
Pengaruh suhu	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o	o	o
Aliran / hanyutan / batang kayu dan hidrostatik / apung	o		o	X	o	o	o		X	o		o
Beban angin			o	o	X	o	o		o	X		o
<b>Aksi Khusus :</b>												
Gempa											X	
Beban tumbukan												
Pengaruh getaran	X	X										
Beban pelaksanaan						X						X
<p>(1) = aksi permanen "x" KBL + beban aktif "x" KBL + 1 beban "o" KBL  (2) = aksi permanen "x" KBL + beban aktif "x" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,7 beban "o" KBL  (3) = aksi permanen "x" KBL + beban aktif "x" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL</p> <p>* X " berarti beban yang selalu aktif  o " berarti beban yang boleh dikombinasi dengan beban aktif, tunggal atau seperti ditunjukkan.</p> <p>Aksi permanen "x" KBU + beban aktif "x" KBU + 1 beban "o" KBL</p>												

Sumber : RSNI T02-2005



### 2.3 Penulangan Pilar

Batas-batas penulangan pada pilar menggunakan rumus yang sama pada penulangan struktur beton bertulang yakni seperti berikut :

$$\rho_b = \left( \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c}{f_y} \right) \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (2.13)$$

Dengan nilai  $\beta = 0.85$  untuk  $f'_c = 30$  Mpa atau  $<$  dari 30 Mpa, dan apabila nilai  $f'_c >$  dari 30 Mpa maka akan direduksi sebesar 0.05 setiap peningkatan sebesar 7 Mpa

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots (2.14)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.15)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right\} \dots\dots\dots (2.16)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots\dots\dots (2.17)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.18)$$

$$A_s = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.19)$$

$$n = \frac{A_s}{\text{Luas lingkaran 1 tulangan}} \dots\dots\dots (2.20)$$

Kontrol tulangan geser

$$V_c = \left( \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.21)$$

$$\phi \cdot V_c < V_u < 3 \cdot \phi \cdot V_c \dots\dots\dots (2.22)$$

$$V_{sperlu} = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} \dots\dots\dots (2.23)$$

$$A_v = 2 \left( \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \right) \dots\dots\dots (2.24)$$

$$S_{max} = \frac{2}{2} \dots\dots\dots (2.25)$$

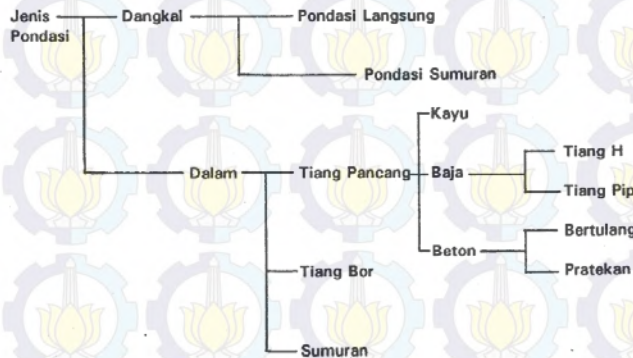
$$V_{sada} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \dots\dots\dots (2.26)$$

$$S_{ada} > V_{sperlu} \text{ (aman)} \dots\dots\dots (2.27)$$



## 2.4 Pondasi

Pondasi adalah bagian terbawah dari suatu struktur yang berfungsi menyalurkan beban dari struktur atas ke lapisan tanah pendukung. Pondasi memiliki fungsi menyalurkan beban-beban terpusat dari bangunan bawah kedalam tanah pendukung dengan cara demikian sehingga hasil tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur keseluruhan (BMS 1992 Manual Vol 1). Jenis pondasi umum yang dipertimbangkan di gambarkan pada gambar sebagai berikut :



**Gambar 2.9** Jenis Pondasi tipikal

Sumber : BMS 1992 Manual Volume 1

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan tipe pondasi didasarkan atas beberapa hal, antara lain :

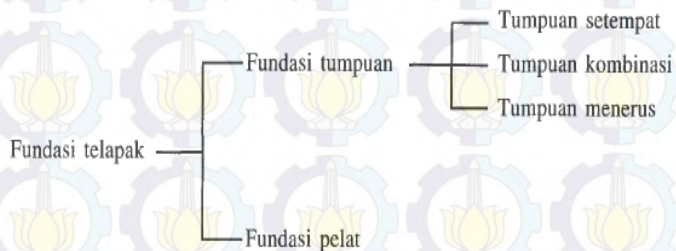
- Jenis tanah, tebal lapisan pendukung dan kedalaman tanah keras
- Muka air tanah
- Sifat aliran sungai, sifat gerusan dan sedimentasi
- Gaya dari konstruksi jembatan
- Kapasitas daya dukung tanah dan stabilitas tanah yang mendukung pondasi
- Metoda pelaksanaan

### 2.4.1 Pondasi Dangkal

Menurut Tarzaghi Pondasi dangkal didefinisikan sebagai berikut :

- Apabila kedalaman pondasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi, maka pondasi tersebut bias dikatakan pondasi dangkal.
- Anggapan bahwa penyebaran tegangan pada struktur pondasi ke tanah dibawahnya yang berupa lapisan penyangga (*bearing stratum*) lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi.

Pada Umumnya pondasi dangkal berupa pondasi telapak yaitu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dan berkualitas baik yang mampu mendukung suatu bangunan pada permukaan tanah. Pondasi telapak di bedakan sebagai berikut :



**Gambar 2.10** Jenis Pondasi telapak  
Sumber : Rekayasa Pondasi II Gunadarma

### 2.4.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam seringkali di identikan sebagai pondasi tiang yaitu suatu struktur pondasi yang mampu menahan dan menyalurkan gaya – gaya dari konstruksi bangunan atas (*upper structure*) kelapisan tanah yang lebih dalam. Pondasi dalam dibedakan menjadi 3 jenis yaitu :

- A. Pondasi Sumuran
- B. Pondasi Tiang Bor
- C. Pondasi Tiang Pancang

#### 2.4.3 Pemilihan Tiang Pancang

Faktor yang mempengaruhi dalam pemilihan tiang pancang yang dipergunakan di struktur bangunan adalah

1. Tiang pancang ini mudah didapatkan dan sifatnya fabrikasi
2. Kemampuan menembus lapisan tanah keras tinggi, untuk menghindari terjadinya tekuk.
3. Mampu menahan pemancangan / pemukulan yang keras agar tidak hancur ketika pemancangan berlangsung

#### 2.4.4 Penggolongan Pondasi Tiang Pancang

A. Menurut cara pemindahan beban tiang pancang dibagi 2 yakni :

1. *Point Bearing Pile (End Bearing Pile)*

Tiang pancang dengan tahanan ujung. Tiang ini meneruskan beban melalui tahanan ujung kelapisan tanah keras.

2. *Friction Pile*

- a. *Friction Pile* pada tanah dengan butir-butir tanah kasar. Tiang ini meneruskan beban ke tanah melalui geseran kulit (*skin friction*).

- b. *Friction Pile* pada tana dengan butir-butir yang sangat halus. Tiang ini juga meneruskan beban ke tanah melalui kulit (*skin friction*), akan tetapi pada proses pemancangan kelompok tiang tidak menyebabkan tanah diantara tiang-tiang ini menjadi "*compact*". Karena itu tiang-tiang yang termasuk kategori ini disebut "*Floating Pile Foundation*"



B. Menurut bahan yang di gunakan dibagi menjadi 4 yakni :

1. Tiang pancang kayu
2. Tiang pancang beton
  - a. *Precast Reinforced Concrete Pile* :  
Penampangnya dapat berupa :
    - Lingkaran
    - Segi empat
    - Segi delapan
  - b. *Precast Prestressed Concrete Pile*
  - c. *Cast in place*
3. Tiang pancang baja :
  - *H Pile*
  - *Pipe Pile*
4. Tiang Pancang Komposit
  - a. Kayu – Beton
  - b. Baja – Beton

#### 2.4.5 Perhitungan Tiang Pancang

A. Daya Dukung Aksial Tiang Pancang

Kekuatan dari beban tian berkaitan dengan mutu bahan dan luas penampang tiang yang dipakai. Kekuatan bahan didapat dengan menggunakan rumus (sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$\bar{Q}_b = \bar{\sigma}_{\text{bahan}} \times A \dots\dots\dots (2.28)$$

Dimana :

$\bar{Q}_{\text{tiang}}$  = tegangan diijinkan pada tiang pancang (kg)

$\bar{\sigma}_{\text{bahan}}$  = Tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm<sup>2</sup>)

A = Luas penampang tiang pancang (cm<sup>2</sup>)

B. Daya Dukung Tiang yang Berdiri Sendiri

Kapasitas daya dukung tiang yang berdiri sendiri dirumuskan sebagai berikut (sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :



$$Q_{ult} = \Delta(C_u N_c + \sigma_v + N_q + 0.5\gamma D N_\gamma) + \int \phi(C_a + \sigma_v \cdot k \tan \phi) dz - W \dots\dots\dots (2.29)$$

Untuk tanah kohesif

$$Q_{ult} = \Delta(C_u N_c + \sigma_v) + \int \phi C_a dz - W \dots\dots\dots (2.30)$$

Untuk tanah non kohesif

$$Q_{ult} = \Delta \sigma_v N_q + \int \phi \sigma_v k \tan \phi dz - W \dots\dots\dots (2.31)$$

Dimana :

$\Delta$  = Luas dasar penampang tiang

$C$  = Kohesi

$\sigma_v$  = Tegangan vertikal tanah pada dasar tiang

$\gamma$  = Berat Volume tanah

$D$  = Diameter tiang

$N_c N_q N_\gamma$  = Faktor- factor daya dukung

$C_a$  = Kekuatan tekanan tanah

$\phi$  = Sudut geser antara tiang dan tanah

$W$  = Berat tiang

### C. Daya dukung tiang dari hasil sondir

Mayerhof mengkorelasikan kekuatan ujung dan geseran pada satu tiang dengan hasil sondir untuk pasir jenuh dengan perumusan (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$Q = \frac{C.A}{SF_1} + \frac{JHP \cdot \phi}{SF_2} \dots\dots\dots (2.32)$$

Dimana :

$C$  = Nilai konus diambil harga rata-rata dari nilai  $C$  yang berada 4D di atas ujung tiang sampai dengan 4D dibawah ujung tiang.

$A$  = Luas penampang tiang

$JHP$  = Jumlah hambatan pelekat

$\phi$  = Keliling tiang

$SF_1 SF_2$  = Angka keamanan yang besarnya masing-masing 3 dan 5

#### D. Daya dukung tiang dari hasil SPT

Perhitungan daya dukung tiang pancang berdasarkan hasil *Standard Penetration Test* (SPT) menggunakan Metode Luciano Decourt tahun 1996 (Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam Herman Wahyudi 2013) :

$$Q_L = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (2.33)$$

Dimana :

$Q_L$  = Daya dukung tanah maximum pada pondasi

$Q_p$  = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

$Q_s$  = *Resistance ultimate* akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \times A_p = \alpha \times \bar{N}_p \times K \times A_p \dots\dots\dots (2.34)$$

Dimana :

$\bar{N}_p$  = Harga rata-rata SPT disekitar 4D diatas hingga 4D dibawah dasar tiang pondasi (D = diameter pondasi)

K = Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi :

a.  $12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa}$  untuk tanah lempung (*clay*)

b.  $20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa}$  untuk lempung berlanau (*silty clay*)

c.  $25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa}$  untuk pasir berlanau (*silty sand*)

d.  $40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa}$  untuk pasir (*sand*)

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang

$q_p$  = Tegangan diujung tiang

$$Q_s = q_s \times A_s = \beta \times (\bar{N}_s/3 + 1) \times A_s \dots\dots\dots (2.35)$$

Dimana :

$Q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral dalam  $\text{t/m}^2$

$\bar{N}_s$  = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan :  $3 \leq N \leq 50$ , khusus untuk aspek *friction*.

$A_s$  = Keliling x panjang tiang yang tertanam (luas selimut tiang)

$$Q_L = (\alpha \times K \times N_p \times \underline{A_p}) + (\beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s) \quad (2.36)$$

Koefisein  $\alpha$  dan  $\beta$  adalah merupakan berturut-turut *base coefficient* dan *shaft coefficient* menurut Decourt et all (1996) yang niaina seperti Tabel 2.19 Dan Tabel 2.20

**Tabel 2.18** : *Base coefficient*  $\alpha$  Decourt et all (1996)

Soil / Pile	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root Pile	Injected Pile (high Pressure)
Clay	1.0	0.85	0.85	0.30	0.85	1.0
Intermediate Soils	1.0	0.60	0.60	0.30	0.60	1.0
Sands	1.0	0.50	0.50	0.30	0.50	1.0

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam, Herman Wahyudi 2013

**Tabel 2.19** : *Shaft coefficient*  $\beta$  Decourt et all (1996)

Soil / Pile	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root Pile	Injected Pile (high Pressure)
Clay	1.0	0.80	0.90	1.0	1.5	3.0
Intermediate Soils	1.0	0.65	0.75	1.0	1.5	3.0
Sands	1.0	0.50	0.60	1.0	1.5	3.0

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam, Herman Wahyudi 2013

## 2.4.6 Tiang Pancang Dalam Kelompok (*Pile Grup*)

### A. Jarak Antara Tiang Pancang Dalam Kelompok

Jarak antara tiang pancang dalam grup tiang sangat mempengaruhi perhitungan kapasitas daya dukung dari grup tiang pancang.



Pada umumnya jarak antara tiang (S) bervariasi antara

- Jarak minimum  $S = 2D$
- Jarak Maksimum  $S = 6D$

Tergantung dari fungsi *pile* misalnya :

- Sebagai Friction Pile, minimum  $S = 3D$
- Sebagai End Bearing Pile, minimum  $S = 2.5D$

Tergantung dari klasifikasi tanah

- Jika terletak pada lapisan tanah keras minimum  $S = 3.5D$
- Jika didaerah lapis padat minimum  $S = 2D$

B. Efisiensi Grup Tiang (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$E_k = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n} \dots\dots\dots (2.37)$$

Dimana :

$E_k$  = Effiseinsi grup tiang

$\theta$  = arc tan  $d/s$  (°)

$n$  = banyak tiang dalam baris

$m$  = banyak baris dalam kolom

$d$  = diameter tiang

$s$  = jarak antar tiang

C. Kapasitas Daya Dukung Grup Tiang

Kapasitas daya dukung tiang dalam grup dapat dihitung berdasarkan anggapan :

- 1) Keruntuhan tiang tunggal
- 2) Keruntuhan tiang blok

1) Dihitung sebagai keruntuhan tiang tunggal  
(Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

- Untuk  $C-\phi$  soils dan  $C$  soils

$$Q_{ug} = Q_{ut} \times n \times E_g \dots\dots\dots (2.38)$$



Dimana  $E_g$  adalah efisiensi grup tiang yang nilainya 0.7 – 1

- Untuk  $\emptyset$  Soils

$$Q_{ug} = Q_{ut} \times n \times E_g \dots\dots\dots (2.39)$$

2) Dihitung sebagai keruntuhan blok

(Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$Q_{ubg} = 2D (W + L)f + 1.3 c \times N_c \times W \times L \dots (2.40)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ubg}}{SF} \dots\dots\dots (2.41)$$

Dimana :

$Q_{ubg}$  = daya dukung maksimum grup tiang sebagai keruntuhan blok

$D$  = kedalaman grup tiang

$W$  = Lebar grup tiang

$L$  = Panjang grup tiang

$f$  = gaya geser

$c$  = Kohesi

$N_c$  = Faktor kapasitas daya dukung

$Q_{all}$  = Gaya dukung ijin grup tiang

$SF$  = Angka kemanan (= 3)

D. Distribusi Gaya Pada Grup Tiang

Gaya yang bekerja pada sebuah tiang dalam kelompok tiang akibat beban-beban luar dihitung dengan perumusan (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y x}{\sum X^2} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \dots\dots\dots (2.42)$$

Dimana :

$Q_{um}$  = Beban aksial

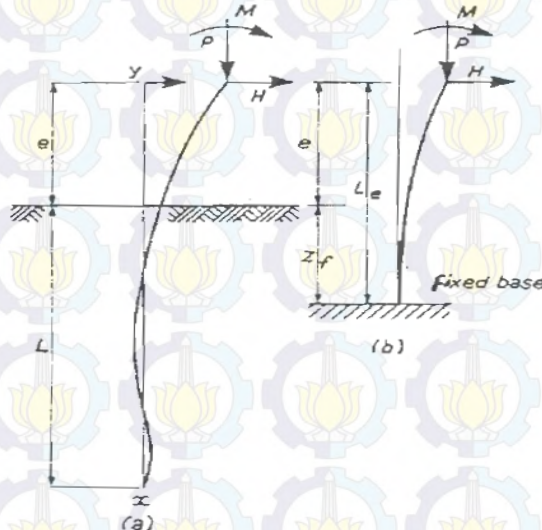
$V$  = Beban vertikal total

$n$  = Banyak tiang dalam grup

$M_x, M_y$  = Momen pada arah sumbu x dan sumbu y

$x, y$  = Jarak dari tiang terhadap sumbu  $y$   
sebagai  $x$  dan terhadap sumbu  $x$  sebagai  $y$

#### 2.4.7 Letak Jepit Tanah Terhadap Tiang Pondasi



**Gambar 2.11 :** *Partly-embedded pile & equivalent fixed base pile or column*

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam Herman Wahyudi 2013

Ada beberapa metoda untuk mencari letak *point of fixity* atau posisi titik jepit tanah terhadap sebuah tiang pondasi ( $Z_f$ ), diantaranya dengan perumusan sebagai berikut :

$$Z_f = 1,4 R \text{ Untuk } \textit{stiff over-consolidated clay} \dots\dots (2.43)$$

$$Z_f = 1,8 T \text{ Untuk } \textit{normally consolidated clay dan granular soil, atau yang mempunyai kenaikan linier harga modulus} \dots\dots\dots (2.44)$$

Harga-harga  $R$  atau  $T$  di atas dapat dicari dengan cara sebagai berikut :

**Tabel 2.20** Tabel untuk mencari nilai R

Stiffness factor  $R = \sqrt[3]{EI/KB}$  (dalam satuan panjang)

dimana  $K = k_1 / 1,5$

Terzaghi's subgrade modulus  $k_1$  dapat diambil dari Tabel 8.1. dibawah :

Consistency		Stiff	Very Stiff	Hard
$C_u$	kN/m <sup>2</sup>	100 - 200	200 - 400	> 400
	Tons/ft <sup>2</sup>	1 - 2	2 - 4	> 4
Range of $k_1$				
	MN/m <sup>3</sup>	18 - 36	36 - 72	> 72
	Tons/ft <sup>3</sup>	50 - 100	100 - 200	> 200
Recommended $k_1$				
	MN/m <sup>3</sup>	27	54	> 108
	Tons/ft <sup>3</sup>	75	150	> 300

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam Herman Wahyudi 2013

**Tabel 2.21** Tabel untuk mencari nilai T

Stiffness factor  $T = \sqrt{EI/n_u}$  (dalam satuan panjang)

Harga-harga  $n_u$  untuk cohesionless soil diperoleh dari (Terzaghi)

Relative Density	Loose	Medium Dense	Dense
$n_u$ untuk dry atau moist soil			
$n_u$ untuk submerged soil			

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam Herman Wahyudi 2013

Dimana :

Untuk *soft normally consolidated clays* = 350 s/d 700 kN/m<sup>3</sup> dan *soft organic silts* = 150 kN/m<sup>3</sup>.

- $E$  = modulus elastisitas YOUNG tiang
- $I$  = Momen inersia.

#### 2.4.8 Gesekan Kulit Negatif (Negative Skin Friction)

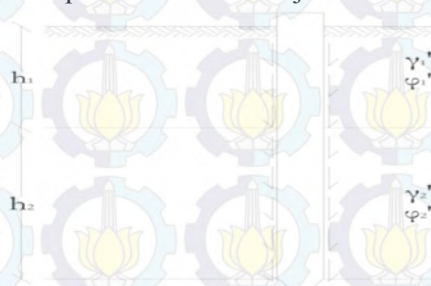
Tiang yang menerima beban vertikal, biasanya akan mendapat perlawanan dari tanah berupa gesekan kulit yang arahnya berlawanan (ke atas) dengan pembebanan vertikal. Namun pada kondisi tertentu, terutama karena tanah lunak (*soft soil*), tiang tidak hanya menerima gesekan kulit ke atas (*positive*) tapi juga akan menyeret (*downdrag*) tiang ke bawah (*negative*). Dalam hal ini gesekan kulit *negative* justru akan membebani tiang pancang tersebut. Gesekan kulit *negative* terjadi karena tanah lunak mengalami penurunan, sehingga menyeret tiang dalam gerakan penurunan tersebut.

Pada sebuah tiang besarnya gesekan kulit negatif persatuan keliling dapat dihitung dengan perumusan (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

Untuk lapisan tanah sejenis

$$f_n = \sigma'_h \times \tan \phi' = \sigma'_h \times \tan \phi' \dots \dots \dots (2.45)$$

Untuk lapisan tanah tidak sejenis :



**Gambar 2.12 :** *Negative skin friction* untuk tanah berlapis  
Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010



$$f_n = \pi D \left[ (K_0 t g \varphi')_1 \frac{\gamma'_1 h_1^2}{2} + (K_0 t g \varphi')_2 \left( \gamma'_1 h_1 h_2 \frac{\gamma'_2 h_2}{2} \right) \right] \quad (2.46)$$

Dimana:

$\sigma'_v, \sigma'_h$  : Tegangan vertikal, horisontal efektif pada kedalaman yang ditinjau

D : Diameter tiang pancang

$K_0$  : Koefisien tekanan tanah lateral

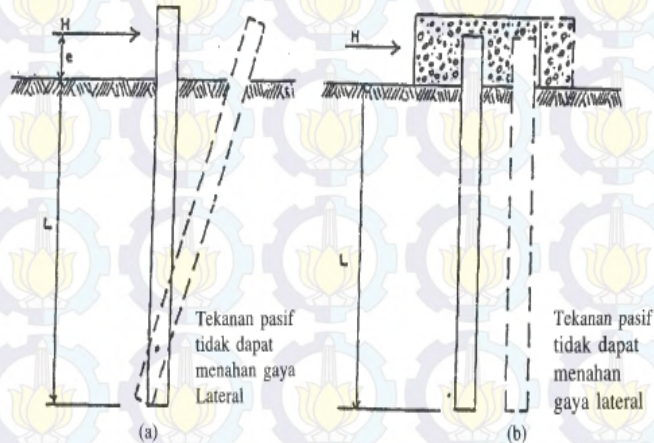
$\varphi'$  : Sudut geser dalam tanah efektif

$K_0 t g \varphi'$  : 0,2 untuk lapisan tanah cressible

$K_0 t g \varphi'$  : 0,3 untuk lapisan tanah pasir

### 2.4.9 Daya Dukung Lateral

Dalam perhitungan daya ukung lateral tiang dibedakan dalam 2 jenis yaitu tiang dengan kepala tidak tertahan dan kepala tertahan.



**Gambar 2.13** : a) Tiang dengan kepala tidak tertahan

b) Tiang dengan kepala tertahan

Sumber : Rekayasa Pondasi II Gunadarma

### A. Tiang Dengan Kepala Tidak Tertahan

#### 1. Untuk tanah Kohesif

Menentukan kondisi kedalam tiang, kuat lentur ultimit  $M_y$  dari tiang direncanakan dengan persamaan berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi II Gunadarma) :

$$L_1 = 1.5D + f_1 + g_1 \dots\dots\dots (2.47)$$

$$f_1 = -(e + 1.5D) + \left[ (e + 1.5D)^2 + \frac{M_y}{4.5 \times C_u \times D} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.48)$$

$$g_1 = \left[ \frac{M_y}{2.25 \times C_u \times D} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.49)$$

- Bila  $L \leq L_1$  maka sebagai tiang pendek, dan daya dukung ( $Q_L$ ) ditentukan dengan menggunakan grafik 2.14
- Bila  $L > L_1$  maka sebagai tiang panjang dan daya dukung ( $Q_L$ ) ditentukan dengan menggunakan grafik 2.15

#### 2. Untuk tanah tidak kohesif

Menentukan kondisi kedalam tiang (Sumber : Rekayasa Pondasi II Gunadarma)

$$Kp = \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} \dots\dots\dots (2.50)$$

Menentukan  $Q_L$  dengan menggunakan grafik 2.

$$f = 0.82 \left[ \frac{Q_L}{\gamma D K_p} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.51)$$

$$M_{\max} = Q_L \left( e + \frac{2}{3} f \right) \dots\dots\dots (2.52)$$

- Bila  $M_{\max} \leq M_y$  maka sebagai tiang pendek, dan daya dukung ( $Q_L$ ) yang telah dihitung diatas adalah benar
- Bila  $M_{\max} > M_y$  maka sebagai tiang panjang dan daya dukung ( $Q_L$ ) ditentukan dengan menggunakan grafik 2.17

## B. Tiang dengan kepala tertahan

### 1. Untuk Tanah Kohesif

Menentukan kondisi kedalam tiang, kuat lentur ultimit  $M_y$  dari tiang direncanakan dengan persamaan berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi II Gunadarma) :

$$L_1 = \left[ \frac{M_y}{4.5 \times c_u \times D} + 2.25D^2 \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.53)$$

- Bila  $L \leq L_1$  maka sebagai tiang pendek, dan daya dukung ( $Q_L$ ) ditentukan dengan menggunakan grafik 2.14

- Bila  $L > L_1$  diperiksa  $L_2 = 1.5D + f_2 + g_2$  (2.54)

$$f_2 = -(1.5D) + \left[ (1.5D)^2 + \frac{M_y}{2.25 \times c_u \times D} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots (2.55)$$

$$g_2 = \left[ \frac{M_y}{2.25 \times c_u \times D} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.56)$$

- Bila  $L \leq L_2$  maka sebagai tiang panjang, dan daya dukung ( $Q_L$ ) ditentukan dengan menggunakan grafik 2.15

- Bila  $L_1 < L < L_2$  sebagai tiang menengah, maka :

$$Q_L = Q_{L1} + \frac{(L - L_1)(Q_{L2} - Q_{L1})}{(L_2 - L_1)} \dots\dots\dots (2.57)$$

$Q_{L1}$  ditentukan dengan grafik 2.14

$Q_{L2}$  ditentukan dengan grafik 2.15

### 2. Untuk Tanah Tidak Kohesif

Menentukan kondisi kedalam tiang, kuat lentur ultimit  $M_y$  dari tiang direncanakan dengan persamaan berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi II Gunadarma) :

$$L_1 = \left[ \frac{M_y}{K_p \times \gamma_s \times D} \right]^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (2.58)$$

- Bila  $L \leq L_1$  maka sebagai tiang pendek, dan daya dukung ( $Q_L$ ) ditentukan dengan menggunakan grafik 2.16

- Bila  $L > L_1$  diperiksa :

$$M_{\max} = Q_L f - M_y - 0.5 \gamma_s K_p D f^3 \quad \dots\dots\dots (2.59)$$

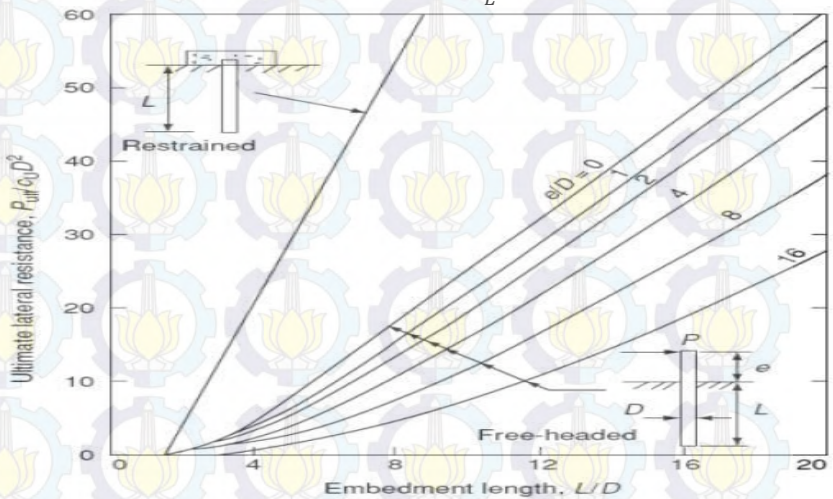
$$f = \left[ \frac{2M_y}{K_p \times \gamma_s \times D} \right]^{\frac{1}{3}} \quad \dots\dots\dots (2.60)$$

$$Q_L = 1.5 K_p \gamma_s f^2 D \quad \dots\dots\dots (2.61)$$

- Bila  $M_{\max} \geq M_y$  maka sebagai tiang panjang, dan daya dukung ( $Q_L$ ) yang telah dihitung diatas adalah benar

- Bila  $M_{\max} < M_y$  maka sebagai tiang menengah, sehingga  $Q_L$  :

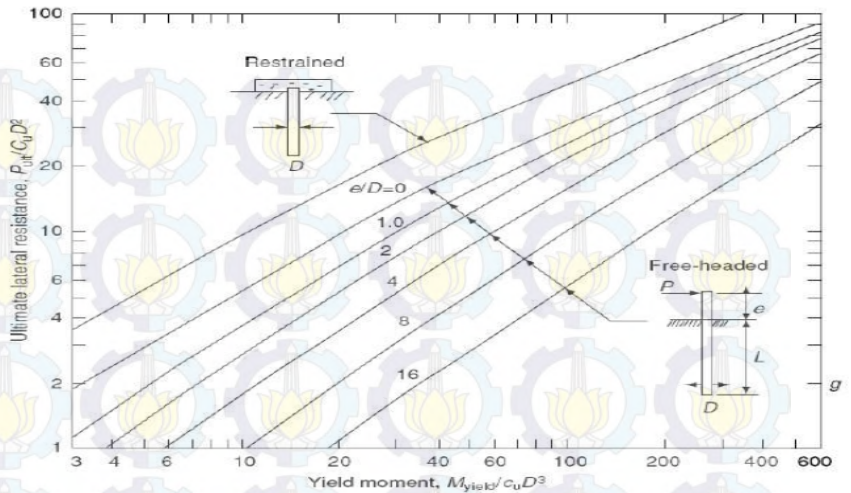
$$Q_L = 0.5 K_p \gamma_s L^2 D + \frac{M_y}{L} \quad \dots\dots\dots (2.62)$$



**Gambar 2.14** Ketahanan lateral ultimit untuk tiang pendek dalam tanah kohesif

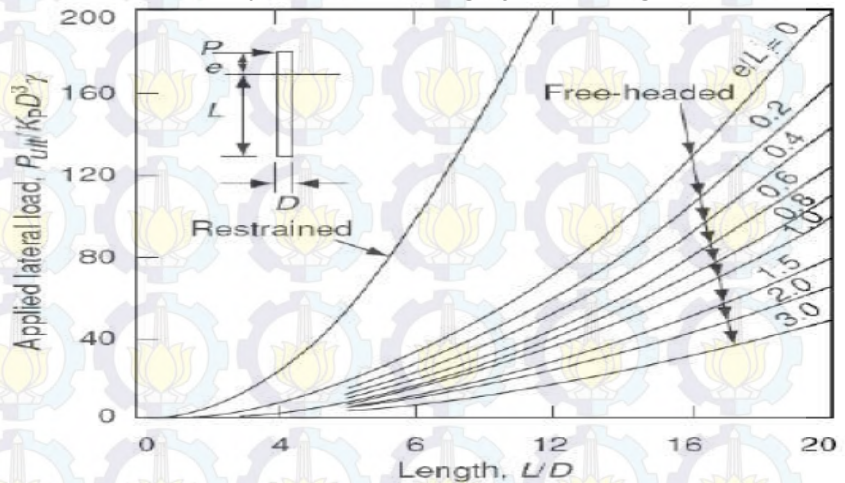
Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010





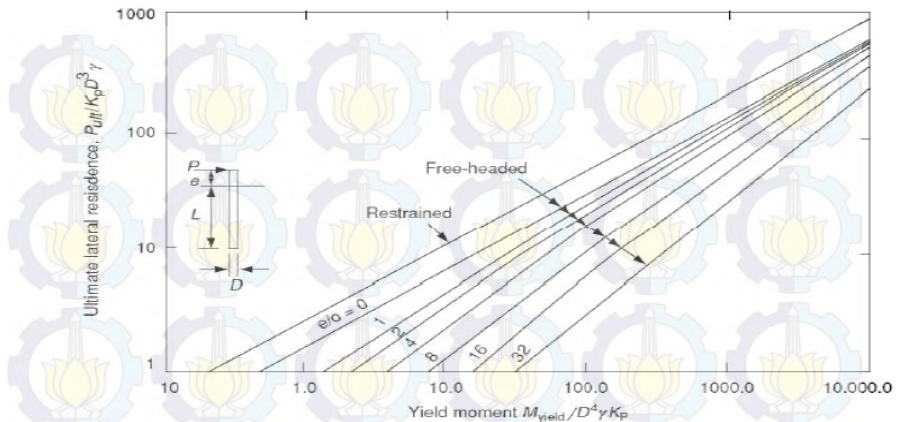
**Gambar 2.15** Ketahanan lateral ultimit untuk tiang panjang dalam tanah kohesif

Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010



**Gambar 2.16** Ketahanan lateral ultimit untuk tiang pendek dalam tanah tidak kohesif

Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010



**Gambar 2.17** Ketahanan lateral ultimit untuk tiang panjang dalam tanah tidak kohesif

Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010

#### 2.4.10 Penurunan Tiang (*Seattlement*)

##### A. Penurunan Tiang Tunggal

Penurunan tiang tunggal dapat dtentukan dengan perumusan-perumusan dibawah ini (Sumber: Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$S_i = S_1 + S_2 + S_3 \dots\dots\dots (2.63)$$

Dimana :

$S_i$  = Penurunan total

$S_1$  = Penurunan dari *pile shaft*

$S_2$  = Penurunan dari ujung tiang

$S_3$  = Penurunan dari penjaralan beban sepanjang selimut tiang

##### 1. Penurunan $S_1$

Jika material diasumsikan elastic, maka penurunan dari *pile shaft* ditentukan dengan

perumusan sebagai berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_s \times E_m} \dots\dots\dots (2.64)$$

Dimana :

- $Q_{wp}$  = Beban yang diterima pada ujung tiang  
 $Q_{ws}$  = Beban yang diterima pada selimut tiang  
 $A_s$  = Luas penampang shaft  
 $E_m$  = Modulus Youngs dari material  
 $\xi$  = Nilainya ditentukan dari bentuk distribusi unit *friction*  
 $L$  = Panjang tiang

## 2. Penurunan $S_2$

Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban yang diterima diujung tiang dapat diberikan dalam bentuk rumus semi empiris yang diajukan oleh Vesic (1977) sebagai berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D_b \times q_p} \dots\dots\dots (2.65)$$

Dimana :

- $Q_{wp}$  = Beban yang diterima pada ujung tiang  
 $D_b$  = diameter ujung tiang  
 $C_p$  = Koefise empiris  
 $q_p$  = Point resistance

**Tabel 2.22** Nilai-nilai  $C_p$

Soil Type	Driven Pile	Bored Pile
Sand (dense to loose)	0.02 – 0.04	0.09 – 0.18
Clay (stift to soft)	0.02 – 0.03	0.03 – 0.06
Silt (dense to loose)	0.03 – 0.05	0.09 – 0.12

Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang, Djoko Untung 2010



**Tabel 2.23** Parameter elastisitas dari berbagai jenis tanah

Type of soil	Es (MN/m <sup>2</sup> )	μs
Loose sand	10.35 – 24.15	0.2 – 0.4
Medium dense sand	17.25 – 27.6	0.25 – 0.4
Dense sand	34.5 – 55.2	0.3 – 0.45
Silty sand	10.35 – 17.25	0.2 – 0.4
Sand / gravel	69 – 172.5	0.15 – 0.35
Soft clay	2.07 – 5.18	
Medium clay	5.18 – 10.35	0.2 – 0.5
Stiff clay	10.35 – 24.15	

Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang, Djoko Untung 2010

### 3. Penurunan $S_3$

Rumus empiris yang dianjurkan oleh vesic (1997) dapat digunakan dalam bentuk sebagai berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p} \dots\dots\dots (2.66)$$

Dimana :

$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}}) C_p \dots\dots\dots (2.67)$$

### B. Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang

Bila suatu bahan menerima beban tekan maka bahan itu akan berubah bentuk. Demikian pula pada penambahan beban diatas suatu permukaan tanah akan dapat menyebabkan tanah dibawahnya mengalami pemampatan. Secara umum penurunan pada tanah dibagi menjadi 3 bagian yaitu :

- Penurunan segera yaitu penurunan dimana akibat perubahan bentuk elastic tanah tanpa perubahan kadar air.



- Penurunan konsolidasi yaitu penurunan yang disebabkan oleh keluarnya air pori dalam tanah.
- Penurunan sekunder yang merupakan penurunan akibat dari perubahan plastis dari tanah.

Penurunan konsolidasi

1. Untuk tanah *normally consolidated* dirumuskan sebagai berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$Sc = Cc \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{v0}' + \delta\sigma_v}{\sigma_{v0}'} \dots\dots\dots (2.68)$$

2. Untuk tanah *overconsolidated*, penurunan konsolidasi didapat dari 2 kondisi sebagai berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

a)  $\sigma_{v0}' + \delta\sigma_v \leq \sigma_c'$

$$Sc = Cr \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{v0}' + \delta\sigma_v}{\sigma_{v0}'} \dots\dots\dots (2.69)$$

b)  $\sigma_{v0}' + \delta\sigma_v \geq \sigma_c'$

$$Sc = Cr \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_c'}{\sigma_{v0}'} + Cc \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_v' + \delta\sigma_v}{\sigma_c'} \dots\dots\dots (2.70)$$

#### 2.4.11 Kontrol Kekuatan

Kontrol kekuatan bahan yang dilakukan meliputi kontrol terhadap gaya lateral, gaya momen dan defleksi.

##### A. Kontrol gaya lateral

Daya dukung mendatar yang diijinkan dapat ditentukan dengan persamaan berikut :

1. Tiang-tiang terbenam di dalam tanah

$$H_a = \frac{k.D}{\beta} \delta_a \dots\dots\dots (2.71)$$

2. Tiang-tiang menonjol di atas tanah

$$H_a = \frac{4.E.I.\beta^3}{1+\beta.h} \delta_a \dots\dots\dots (2.72)$$

Dimana :

$H_a$  = daya ukung mendatar ang diijinkan (kg)

$k$  = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan alam arah vertikal ( $\text{kg/m}^3$ )

$D$  = Diameter tiang (cm)

$EI$  = Kekakuan lentur dari tiang ( $\text{kg/cm}^2$ )

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{(k \cdot D)}{4 \cdot EI}} \text{ (cm}^{-1}\text{)} \dots\dots\dots (2.73)$$

$h$  = Panjang tiang yang menonjol di atas tanah (cm)

$\delta_a$  = Besarnya pereseran normal (cm)

#### B. Kontrol Gaya Momen

Momen maksimum pada tiang pancang dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$M_m = 0.2079 M_o$$

$$\text{Dengan } M_o = \frac{H}{2 \times \beta} \dots\dots\dots (2.74)$$

#### C. Kontrol Defleksi

Besarnya *deflection horizontal* ( $Y$ ) dari tiang vertikal akibat lateral loads dapat dicari dengan persamaan (Tolinson, 1977) :

1. *Deflection at head* untuk *free-headed pile* :

$$Y = \frac{H (e + Zf)^3}{3 EI} \dots\dots\dots (2.75)$$

2. *Deflection at head* untuk *fixed-headed pile* :

$$Y = \frac{H (e + Zf)^3}{12 EI} \dots\dots\dots (2.76)$$

Dimana :

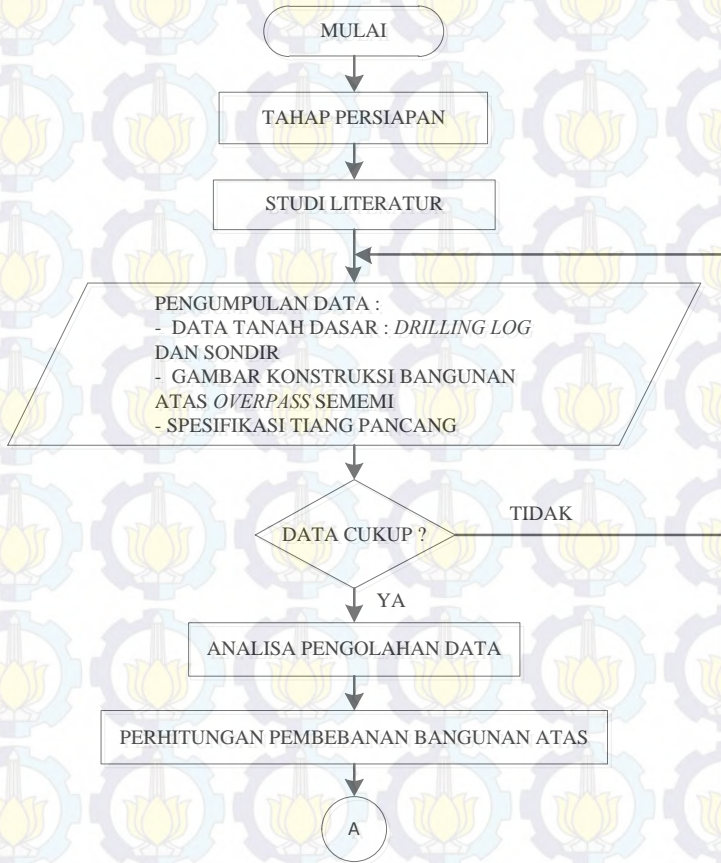
$E$  = Elastic modulus dari material tiang pondasi

$I$  = Momen inersia dari *cross section* tiang pondasi



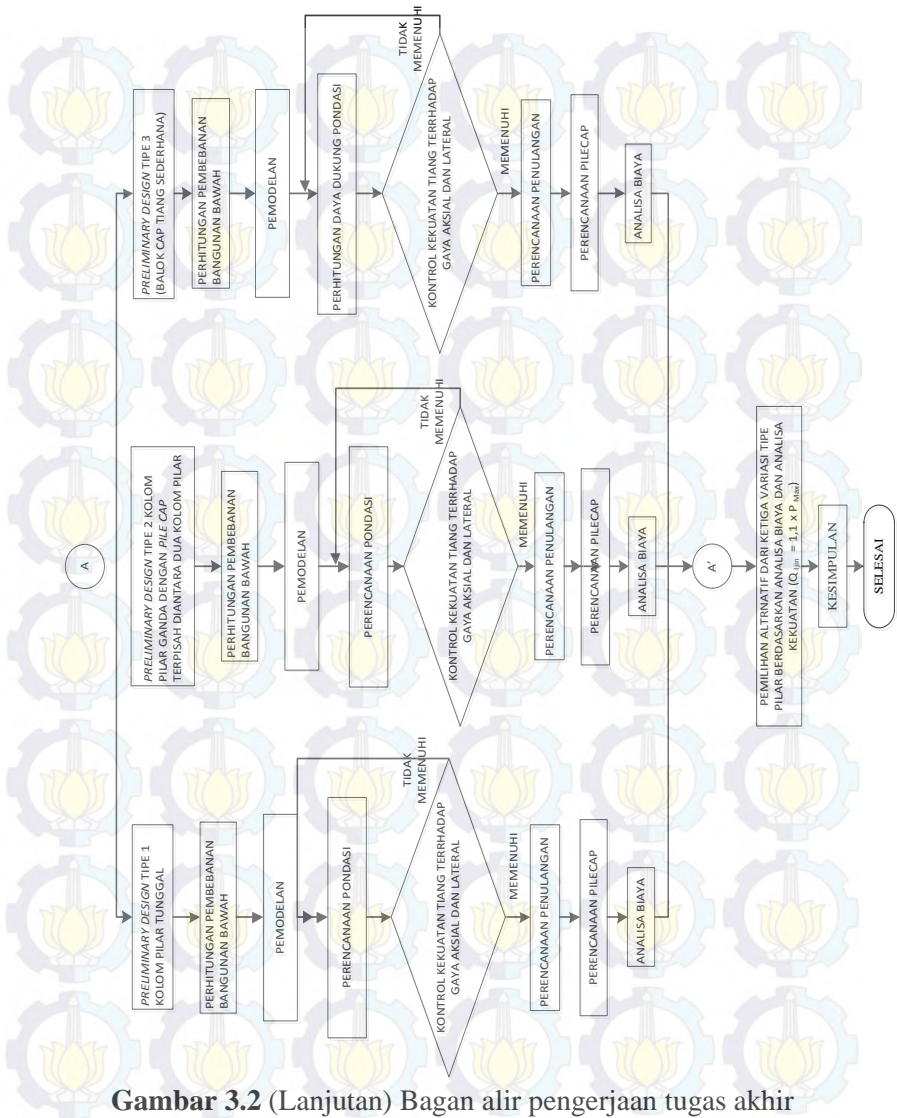
## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Flowchart



**Gambar 3.1** Bagan alir pengerjaan tugas akhir





Gambar 3.2 (Lanjutan) Bagan alir pengerjaan tugas akhir

### 3.2 Persiapan

Tahap persiapan merupakan rangkaian kegiatan sebelum memulai pengumpulan dan pengolahan data. Dalam tahap awal ini disusun hal-hal yang harus segera dilakukan dengan tujuan untuk mengefektifkan waktu dan pekerjaan. Tahap persiapan ini meliputi kegiatan-kegiatan sebagai berikut :

1. Studi pustaka terhadap materi untuk menentukan garis besarnya.
2. Menentukan kebutuhan data.
3. Survei pada instansi-instansi yang dapat dijadikan nara sumber data.
4. Penyusunan tugas akhir.

### 3.3 Studi Literatur

Tahap ini adalah tahap dimana dasar-dasar teori yang didapat dari berbagai sumber literatur dipelajari untuk menunjang perencanaan bangunan bawah *Overpass* dengan tiga alternatif pilar. Proses ini harus dilakukan untuk pendalaman permasalahan agar pencapaian tujuan dapat dilakukan secara tepat. Literatur yang menunjang adalah buku-buku dan referensi lain yang mengungkap terori-teori mengenai materi-materi yang dibahas pada tugas akhir ini. Teori-teori tersebut antara lain mengenai :

1. Perencanaan Variasi Tipe Pilar

Pada perencanaan ini harus mempunyai beberapa literatur bagaimana merencanakan variasi tipe pilar yang efisien serta mampu menahan beban bangunan atas.

2. Perencanaan Pondasi

Mengetahui dan memahami bagaimana merencanakan pondasi tiang pancang yang baik dan sesuai untuk jenis-jenis jembatan dalam segala kondisi dan bentuk.

### 3.4 Pengumpulan Data

Pengumpulan data merupakan sarana pokok untuk menemukan penyelesaian suatu masalah secara ilmiah. Dalam pengumpulan data, peranan instansi yang terkait sangat diperlukan sebagai pendukung dalam memperoleh data-data yang diperlukan. Adapun hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pengumpulan data adalah :

1. Jenis dan tempat diperolehnya data.
2. Jumlah data yang harus dikumpulkan agar diperoleh data yang memadai (cukup, seimbang, dan tepat).

Metode pengumpulan data yang dilakukan adalah sebagai berikut :

1. Metode Literatur

Yaitu mengumpulkan, mengidentifikasi dan mengolah data tertulis dan metode kerja yang digunakan.

2. Metode Observasi

Dengan survey langsung ke lapangan, agar dapat diketahui kondisi riil di lapangan sehingga dapat diperoleh gambaran sebagai pertimbangan dalam perencanaan.

Dalam proposal tugas akhir ini menggunakan data sekunder. Data sekunder adalah data yang diperoleh dari instansi terkait. Data yang digunakan antara lain :

1. Data Tanah

Diperlukan untuk mengetahui kondisi tanah dasar, sehingga memudahkan perencanaan konstruksi pondasi yang sesuai dengan kondisi di lapangan. Data tanah yang digunakan adalah hasil dari laboratorium berupa data sifat-sifat tanah dan *bore log*. Data tanah dasar daerah Sememi Surabaya diperoleh dari Lab. Mekanika Tanah Teknik Sipil ITS Surabaya.



2. *Layout Rencana Proyek Overpass Sememi Surabaya*  
*Layout Proyek Overpass Sememi Surabaya* diperlukan untuk perhitungan pembebanan bangunan atas overpass dan merencanakan posisi pilar dan bentang yang ditinjau. Sumber *layout* rencana proyek *overpass* Sememi Surabaya diperoleh dari Lab. Mekanika Tanah Teknik Sipil ITS Surabaya.

### 3.5 Analisa Pengolahan Data

Analisa dan pengolahan data dilakukan berdasarkan data-data yang dibutuhkan. Selanjutnya dikelompokkan sesuai identifikasi tujuan permasalahan, sehingga diperoleh analisa pemecahan yang efektif dan terarah.

### 3.6 Perhitungan Pembebanan Bangunan Atas

Pembebanan dihitung pada perencanaan ini meliputi beban dari struktur atas jembatan. Adapun pembebanan yang digunakan antara lain :

1. Berat sendiri
2. Beban hidup.
3. Beban mati tambahan
4. Gaya rem
5. Beban gesekan

### 3.7 Tahap Perencanaan Bangunan Bawah

Perencanaan bangunan bawah diperlukan beberapa tahap perencanaan antara lain sebagai berikut :

1. *Preliminary Design* yaitu Merencanakan setiap dimensi struktur bangunan bawah.
2. Perhitungan pembebanan struktur bangunan bawah dengan beberapa alternatif pilar antara lain :
  - a. Beban sendiri bangunan bawah
  - b. Beban angin
  - c. Beban gempa
3. Pemodelan bangunan bawah dengan program bantu



4. Perencanaan Pondasi dengan tahapan sebagai berikut:
  - a. Perhitungan daya dukung aksial dan lateral
  - b. Perhitungan beban vertikal ekuivalen
  - c. Kontrol kekuatan tiang pancang
5. Penulangan struktur bangunan bawah antara lain :
  - a. Penulangan pada *Pier Head*
  - b. Penulangan pada kolom pilar
6. Perencanaan *Pilecap* :
  - a. Kontrol geser ponds
  - b. Penulangan pilecap

### 3.8 Analisa Biaya

Analisa biaya berisikan tentang besarnya volume pekerjaan, serta biaya pekerjaan ditambah dengan biaya keuntungan dan biaya PPN dalam pelaksanaan pekerjaan. dari masing-masing alternatif.

### 3.9 Pemilihan Alternatif

Pemilihan alternatif berdasarkan analisa biaya dan analisa kekuatan ( $Q_{ijin} = 1,1 \times P_{Max}$ ) dari masing-masing alternatif.

### 3.10 Kesimpulan

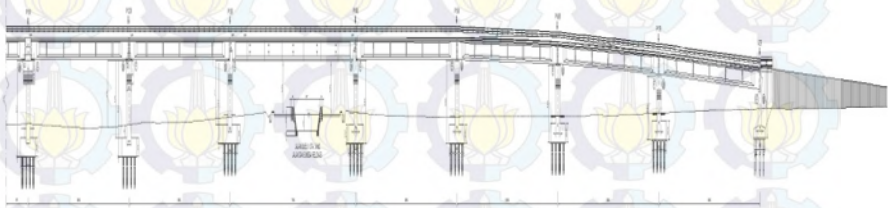
Pada bab ini dibahas mengenai hasil dari analisa perhitungan pada bab sebelumnya. Dari kesimpulan tersebut diharapkan didapat gambaran secara garis besar dari perencanaan struktur bawah *overpass* dengan beberapa alternatif pilar. Saran yang diutarakan pada bab ini adalah mengenai kendala-kendala maupun hal yang sekiranya memberikan masukan bagi pembaca dalam hal menangani kasus perencanaan yang sejenis.

## BAB IV PERENCANAAN PILAR DAN PONDASI

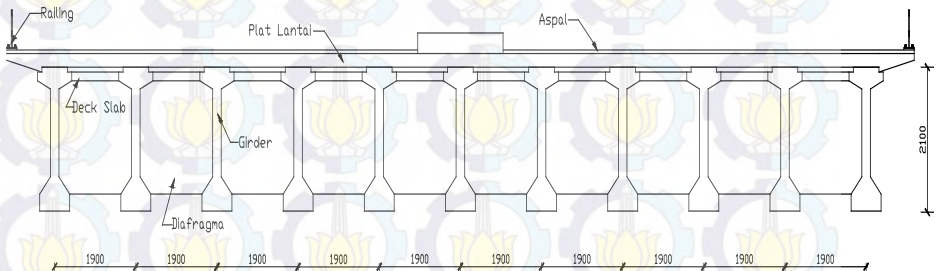
### 4.1 Data dan Analisa Data

#### 4.1.1 Data teknis bangunan atas *overpass*

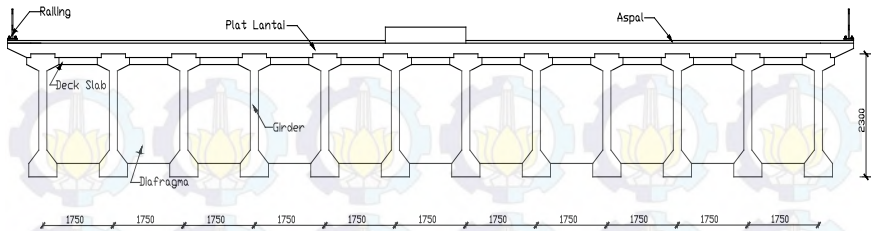
Pada perencanaan *overpass* Sememi ini, bangunan atas menggunakan girder *concrete prestressed* dengan panjang *overpass* 755m dan lebar 21,25m dibagi menjadi 17 bentang dengan 15 bentang panjang 40m dan 2 bentang panjang 50m. Berikut potongan memanjang *overpass* dan potongan meintang *overpass*.



**Gambar 4.1** Potongan Memanjang *Overpass* Sememi



**Gambar 4.2** Potongan Melintang Bangunan Atas *Overpass* Sememi Pada Bentang 40m



**Gambar 4.3** Potongan Melintang Bangunan Atas *Overpass* Sememi Pada Bentang 50m

Penjelasan umum tentang *overpass* Sememi pada bentang 40m dan bentang 50m ditampilkan pada Tabel 4.1 dibawah ini :

**Tabel 4.1** Data Teknis Jembatan Pada Bentang 40m dan 50m

Uraian Dimensi	Bentang 40m	Bentang 50m
Lebar overpass	21.25 m	21.25 m
Panjang bentang overpass	40 m	50 m
Tebal pelat lantai overpass	0.2 m	0.2 m
Tebal lapisan aspal	0.05 m	0.05 m
Tinggi genangan air hujan	0.03 m	0.03 m
Tinggi girder pratekan	2.1 m	2.3 m
Tinggi Parapet	1.1 m	1.1 m
Tinggi bidang samping overpass	3.4 m	3.6 m
Jarak girder pratekan	1.9 m	1.75 m
Jumlah girder pratekan	11 buah	12 buah
Spesifikasi dan Berat Jenis		
Berat jenis beton bertulang	2.4	ton/m <sup>3</sup>
Berat jenis aspal	2.2	ton/m <sup>3</sup>
Berat jenis air	1	ton/m <sup>3</sup>

Sumber : Hasil Perencanaan yang sudah ada

#### 4.1.2 Data tanah dasar

Data tanah dasar yang digunakan pada tugas akhir ini adalah data berupa *Drilling log* dan data N-SPT dari hasil test laboratorium. Lokasi pengambilan sampel tanah yang ditinjau pada studi ini adalah tanah di Jalan Tol Surabaya – Gresik KM 7+400. Secara garis besar data tanah ditampilkan pada Tabel 4.3, dan Tabel 4.4. Data tanah dasar juga dapat dilihat pada lampiran.

**Tabel 4.2** Analisa Parameter Tanah Dasar

Kedalaman (m)	Gs	e	Sr	Wc	n	$\gamma_t$	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$
			%	%	%	gr/cc	gr/cc	gr/cc
-8	2.734	1.536	100	56.18	60.57	1.684	1.078	1.684
-16	2.645	1.314	100	49.68	56.78	1.711	1.143	1.711
-24	2.598	1.287	100	49.54	56.27	1.699	1.136	1.699
-32	2.743	1.198	100	43.67	54.50	1.793	1.248	1.793
-39	2.651	0.963	100	36.33	49.06	1.841	1.350	1.841
Kedalaman (m)	G	S	S+CI	LL	PL	PI	$\phi$	Cu
	%	%	%	%	%	%	(°)	kg/cm <sup>2</sup>
-8	0.00	7.41	92.59	64.78	33.85	30.93	0	0.072
-16	0.00	22.65	77.35	51.20	30.24	20.96	0	0.131
-24	0.00	21.12	78.88	54.67	30.11	24.56	0	0.574
-32	5.81	6.83	87.36	55.96	31.22	24.74	0	1.158
-39	5.91	10.48	83.61	44.79	29.66	15.13	0	2.672

Sumber : Lab. Mekanika Tanah ITS



**Tabel 4.3** Data Hasil *Drilling Log*

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis Tanah	Konsistensi Tanah
0-3	1	Sirtu, Lempung Berpasir, Lempung Lanau	Very Soft
3.-6	1	Lempung Lanau	Very Soft
6.-9	1	Lempung Lanau	Very Soft
9.-12	2	Lempung Lanau	Very Soft
12.-15	3	Lempung Lanau, Lempung Lanau Berpasir Berkulit Kerang	Very Soft
15-18	3	Lempung Lanau, Lempung Lanau Berpasir Berkulit Kerang	Very Soft, Soft to Striff
18-21	4	Lempung Lanau, Lempung Lanau Berpasir Berkulit Kerang	Soft to Stiff
21-24	12	Lempung Lanau, Lempung Lanau Berpasir Berkulit Kerang	Soft to Stiff
24-27	14	Lempung	Stiff
27-30	50	Lanau Lempung Berpasir Halus, Lempung Berkerikil	Stiff, Very Stiff
30-33	50	Lempung Berkerikil	Very Stiff, Hard
33-36	50	Lanau Berlempung Berkerikil	Hard
36-40	50	Lanau Berlempung Berkerikil	Hard

Sumber : Lab. Mekanika Tanah ITS

#### 4.1.3 Data spesifikasi tiang pancang

Pondasi direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang *concrete prestessed* produk PT Wijaya Karya yang terlampir pada lampiran.

### 4.2 Perencanaan Pilar Dengan Alternatif Tipe Pilar Tunggal

Perencanaan pilar dengan alternatif pilar tunggal meliputi: pembebanan bangunan atas, pembebanan bangunan bawah, kombinasi pembebanan dan penulangan pilar. Tata cara yang digunakan dalam pembebanan mengacu pada RSNI T02-2005, pada beban gempa menggunakan SNI 2833-2008.

#### 4.2.1 Pembebanan bangunan atas

Pada perhitungan pembebanan bangunan atas *Overpass* ini, beban yang digunakan adalah beban mati, beban mati tambahan, beban lajur terbagi rata, beban lajur garis, beban rem. Untuk beban angin dan beban gempa dibahas pada sub bab pembebanan bangunan bawah.

#### A. Pembebanan pada bentang 40m

##### 1) Beban mati (MS)

Beban mati terdiri dari: beban Plat lantai kendaraan, beban *deck slab*, beban girder pratekan, beban diafragma, beban parapet.

##### a) Beban plat lantai kendaraan

Plat lantai kendaraan direncanakan dengan tebal 20cm, lebar 21.25m dan panjang 40m. Mutu beton yang digunakan yakni beton K-350. Perhitungan berat plat lantai kendaraan yang dipikul oleh masing-masing girder adalah :

$$\begin{aligned} A &= \text{tebal} \times \text{lebar} \\ &= 0,2\text{m} \times 21,25\text{m} \\ &= 4,25\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{Plat lantai}} &= A \times \gamma_{\text{Beton}} \\
 &= 4,25 \text{ m}^2 \times 2,4 \text{ t/m}^3 \\
 &= 10,2 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Untuk setengah bentang :

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \frac{1}{2} \times W_{\text{Plat lantai}} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 10,2 \text{ t/m} \times 40 \text{ m} \\
 &= 204 \text{ t}
 \end{aligned}$$

b) Beban *deck slab*

*Deck Slab* direncanakan dengan mutu beton K-350 yang diletakan diantara girder patekan yang berfungsi sebagai dasar untuk plat lantai. Dimensi *deck slab* yaitu tebal 0.07m dan lebar 1.3m. Perhitungan berat *deck slab* yang dipikul oleh masing-masing girder adalah :

$$\begin{aligned}
 A &= \text{tebal} \times \text{lebar} \\
 &= 0,07 \text{ m} \times 1,3 \text{ m} \\
 &= 0,091 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{Deck Slab}} &= A \times \gamma_{\text{Beton}} \\
 &= 0,091 \text{ m}^2 \times 2,4 \text{ t/m}^3 \\
 &= 0,2184 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Untuk setengah bentang :

$$\begin{aligned}
 P_2 &= \frac{1}{2} \times W_{\text{Deck Slab}} \times L \times n \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,2184 \text{ t/m} \times 40 \text{ m} \times 10 \\
 &= 43.68 \text{ t}
 \end{aligned}$$

c) Beban girder 40m

PCI Girder bentang 40m yang digunakan memiliki berat jenis  $2,5 \text{ t/m}^3$ . Daerah tumpuan girder ini sejarak 3m dari ujung bentang dan daerah lapangan sejarak 34m.

- Perhitungan daerah lapangan

$$\text{Luas penampang (A)} = 749500 \text{ mm}^2 = 0,75 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat} &= A \times L \times \gamma_{\text{Beton}} \\
 &= 0,75 \text{ m}^2 \times 34 \text{ m} \times 2,5 \text{ t/m}^3 = 63,708 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan daerah tumpuan

$$\text{Luas penampang (A)} = 1317500\text{mm}^2 = 1,32\text{m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Berat} &= A \times 2 \times L \times \gamma_{\text{Beton}} \\ &= 1,32\text{m}^2 \times 2 \times 3\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 \\ &= 19,763 \text{ ton}\end{aligned}$$

Berat satu girder bentang 40m :

$$63,707\text{ton} + 19,763\text{ton} = 83,47\text{ton}$$

Berat total girder untuk setengah bentang :

$$\begin{aligned}P_3 &= \frac{1}{2} \times \text{Berat satu girder} \times n \\ &= \frac{1}{2} \times 83,47\text{ton} \times 11 \\ &= 459.085 \text{ ton}\end{aligned}$$

- d) Beban diafragma

Diafragma yang digunakan memiliki berat jenis  $2,4\text{t/m}^3$  dengan tebal  $0,3\text{m}$ , jumlah 2 buah pada diafragma ujung dan tebal  $0,2\text{m}$ , jumlah 5 buah pada diafragma tengah.

- Perhitungan diafragma ujung

$$\begin{aligned}\text{Berat} &= \text{Luas} \times \text{tebal} \times n \times \gamma_{\text{Beton}} \\ &= 2,139\text{m} \times 0,3\text{m} \times 2 \times 2,4\text{t/m}^3 \\ &= 3,08 \text{ ton}\end{aligned}$$

- Perhitungan diafragma tengah

$$\begin{aligned}\text{Berat} &= \text{Luas} \times \text{tebal} \times n \times \gamma_{\text{Beton}} \\ &= 2,707\text{m} \times 0,2\text{m} \times 5 \times 2,4\text{t/m}^3 \\ &= 6,496 \text{ ton}\end{aligned}$$

Berat satu diafragma :

$$3,08\text{ton} + 6,496\text{ton} = 9,575 \text{ ton}$$

Berat total diafragma untuk setengah bentang :

$$\begin{aligned}P_4 &= \frac{1}{2} \times \text{Berat satu diafragma} \times n \\ &= \frac{1}{2} \times 9,575\text{ton} \times 10 \\ &= 47.875 \text{ ton}\end{aligned}$$



## e) Beban tiang sandaran

Tiang sandaran terdiri dari beberapa bagian, yaitu : Railing sandaran, tiang sandaran dan dinding sandaran

Tiang railing yang digunakan adalah profil baja H dengan berat ( $q$ ) = 0.0093 t/m dan tinggi 0,5m. Jarak antar tiang railing 2m

$$\begin{aligned}\text{Berat tiang railing} &= q \times t \times n \\ &= 0,0093 \times 0.5 \times 40 \\ &= 0.186 \text{ ton}\end{aligned}$$

Pipa sandaran digunakan profil *Circular Hollow Section* yang memiliki  $\varnothing$  76,3mm dengan tebal 4mm dan berat ( $q$ ) = 0,00713 ton/m yang berada di kedua sisi kanan dan kiri *overpass*.

$$\begin{aligned}\text{Berat pipa railing} &= q \times L \times n \\ &= 0,00713 \times 40 \times 4 \\ &= 1.14 \text{ ton}\end{aligned}$$

Dinding sandaran terpasang pada 2 sisi *overpass* dan direncanakan dengan luas  $0.187 \text{ m}^2$ .

$$\begin{aligned}\text{Berat dinding sandaran} &= A_{\text{sandaran}} \times L \times n \times \gamma_{\text{Beton}} \\ &= 0.187 \times 40 \times 2 \times 2,4 \\ &= 35.9 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total berat sandaran} &= \text{Berat tiang} + \text{berat pipa} + \\ &\quad \text{berat dinding sandaran} \\ &= 0,186 + 1,14 + 35.9 \\ &= 37.23 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Untuk setengah bentang :} \\ P_5 &= \frac{1}{2} \times W_{\text{Sandaran}} \\ &= \frac{1}{2} \times 37.23 = 18.6 \text{ ton}\end{aligned}$$

## f) Beban median

Median direncanakan lebar 2m dan tebal 25cm. Mutu beton yang digunakan yakni beton

K-350. Perhitungan berat parapet dan median yang dipikul oleh masing-masing girder adalah :

$$\begin{aligned} A_{\text{Median}} &= \text{tebal} \times \text{lebar} \\ &= 0.25\text{m} \times 2\text{m} \\ &= 0.5\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{Median}} &= A_{\text{Median}} \times \gamma_{\text{Beton}} \\ &= 0.5\text{m}^2 \times 2,4\text{t/m}^3 \\ &= 1.2 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Untuk setengah bentang :

$$\begin{aligned} P_6 &= \frac{1}{2} \times W_{\text{Median}} \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 1.2 \text{ t/m} \times 40\text{m} \\ &= 24 \text{ t} \end{aligned}$$

Jadi, Berat total beban mati untuk setengah bentang yaitu :

$$\begin{aligned} P_{\text{MS}} &= P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 \\ &= 204 \text{ ton} + 43.68 \text{ ton} + 459.085 \text{ ton} + \\ &\quad 47.875 \text{ ton} + 18.6 \text{ ton} + 24 \text{ ton} \\ &= 797.24 \text{ ton} \end{aligned}$$

## 2) Beban mati tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan satu beban pada girder yang merupakan elemen non-struktural dan besarnya bisa berubah selama umur *overpass*. Beban mati tambahan terdiri dari : beban lapisan aspal+overlay, berat air hujan, beban PJU, dan beban instalasi ME.

### a) Beban lapisan aspal+overlay

Beban lapisan aspal dengan berat jenis  $2.2 \text{ t/m}^3$  didistribusikan oleh plat lantai ke masing-masing girder. Dimensi lapisan aspal+overlay yaitu tebal  $0,10\text{m}$  dan lebar  $20,35\text{m}$ .

$$\begin{aligned} A &= \text{tebal} \times \text{lebar} \\ &= 0,10\text{m} \times 18.05\text{m} \\ &= 1,805\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{Lap. Aspal}} &= A \times \gamma_{\text{Aspal}} \\
 &= 1.805\text{m}^2 \times 2,2\text{t/m}^3 \\
 &= 3.971\text{t/m}
 \end{aligned}$$

Untuk setengah bentang :

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \frac{1}{2} \times W_{\text{Lap. Aspal}} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 3.971\text{t/m} \times 40\text{m} \\
 &= 79.42 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b) Beban air hujan

Beban genangan air hujan dengan tinggi 25mm yang apabila saluran drainase tidak berfungsi dengan baik. Berat jenis dari air hujan ini =  $1 \text{ t/m}^3$ .

$$\begin{aligned}
 A &= \text{tebal} \times \text{lebar} \\
 &= 0,025\text{m} \times 18.05\text{m} \\
 &= 0,451\text{m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{air hujan}} &= A \times \gamma_{\text{Air}} \\
 &= 0,451\text{m}^2 \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 0,451\text{t/m}
 \end{aligned}$$

Untuk setengah bentang :

$$\begin{aligned}
 P_2 &= \frac{1}{2} \times W_{\text{air hujan}} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,451\text{t/m} \times 40\text{m} \\
 &= 9.025 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

c) Beban tiang (PJU)

Beban tiang dari penerangan jalan umum ini diambil  $w = 0.05\text{ton/m}$ . Tiang ini berada di sisi kanan dan kiri *overpass*.

Untuk setengah bentang :

$$\begin{aligned}
 P_3 &= \frac{1}{2} \times W_{\text{tiang}} \times L \times n \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,05\text{t/m} \times 40\text{m} \times 2 \\
 &= 4 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

d) Beban instalasi ME

Beban instalasi mekanikal elektrik (ME)

ini diambil  $w = 0.01 \text{ ton/m}$ .

Untuk setengah bentang :

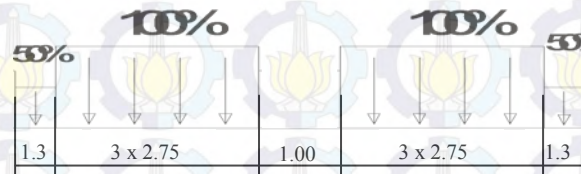
$$\begin{aligned} P_4 &= \frac{1}{2} \times W_{\text{ME}} \times L \times n \\ &= \frac{1}{2} \times 0.01 \text{ t/m} \times 40 \text{ m} \times 2 \\ &= 0.8 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi, Berat total beban mati tambahan untuk setengah bentang yaitu :

$$\begin{aligned} P_{\text{MA}} &= P_1 + P_2 + P_3 + P_4 \\ &= 79.42 \text{ ton} + 9.025 \text{ ton} + 4 \text{ ton} + 0.8 \text{ ton} \\ &= 90.845 \text{ ton} \end{aligned}$$

3) Beban lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban tersebar merata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT).



Beban BTR atau beban terbagi rata mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total  $L$  yang dibebani sebagai berikut :

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9 \text{ kPa}$$

$$L > 30 \text{ m} : q = 9 \times \left(0.5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa}$$

Total bentang ( $L$ ) adalah 40m dan lebar perkerasan = 9.5m pada masing-masing jalur maka digunakan persamaan :



$$\begin{aligned}
 q &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\
 &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{40}\right) \\
 &= 7.88 \text{ kPa} = 7.88 \text{ kN/m}^2 = 0.788 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$B_1 = 6 \times 2.75 = 16.5\text{m}$$

$$B_2 = 2 \times 1.3 = 2.6\text{m}$$

$$\begin{aligned}
 W_{BTR} &= (1 \times q \times B_1 \times L) + (0.5 \times q \times B_2 \times L) \\
 &= (0.788 \times 16.5 \times 40) + (0.5 \times 0.788 \times 2.6 \times 40) \\
 &= 560.7 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Untuk setengah bentang :

$$\begin{aligned}
 P_{BTR} &= \frac{1}{2} \times W_{BTR} \\
 &= \frac{1}{2} \times 560.7 \\
 &= 280.35 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Sedangkan beban BGT atau beban garis yang merupakan beban berjalan di atas lantai kendaraan. Nilai P yang diperhitungkan adalah 49 kN/m. Faktor beban dinamik untuk bentang 40m sesuai dengan gambar 2.6 adalah 40%. Jarak antar girder yaitu 1,9m.

$$P = 49 \text{ kN/m} = 4.9 \text{ t/m}$$

$$FBD = 40\% = 0,4$$

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= (1 \times (P \times (1+FBD)) \times B_1) + (0.5 \times (P \times (1+FBD)) \times B_2) \\
 &= (4.9 \times 1.4 \times 16.5) + (0.5 \times 4.9 \times 1.4 \times 2.6) \\
 &= 122.11 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Untuk setengah bentang :

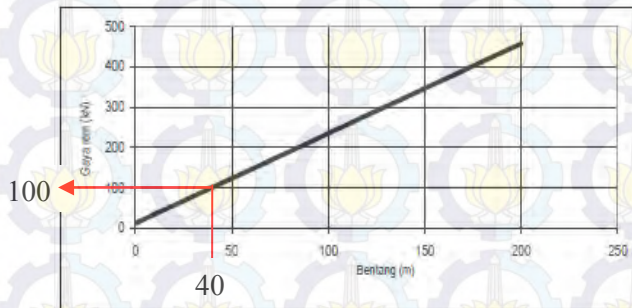
$$\begin{aligned}
 P_{BTR} &= \frac{1}{2} \times W_{BTR} \\
 &= \frac{1}{2} \times 122.11 \\
 &= 61.05\text{ton}
 \end{aligned}$$

Total beban lajur “D”

$$\begin{aligned}
 P_{TD} &= P_{BTR} + P_{BGT} \\
 &= 280.35 \text{ ton} + 61.05 \text{ ton} \\
 &= 341.4 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

#### 4) Beban rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,8m di atas permukaan lantai. Besarnya gaya rem arah memanjang dipengaruhi oleh panjang bentang (L).



**Gambar 4.4 :** Gaya Rem per Lajur 2.75 m

Dengan bentang *overpass* 40m, didapat gaya rem per lajur :

$$T_{TB} = 100 \text{ kN} = 10 \text{ ton.}$$

Untuk satu jalur (3lajur) pada bentang *overpass* :

$$\begin{aligned} T_{TB} &= 3 \times T_{TB} \\ &= 3 \times 10 \\ &= 30 \text{ ton} \end{aligned}$$

#### B. Pembebanan Pada Bentang 50m

Perhitungan pembebanan pada bentang 50m pada prinsipnya sama dengan pembebanan pada bentang 40m. Hasil perhitungan pembebanan bentang 50m akan di tabelkan pada tabel 4.4 sebagai berikut :

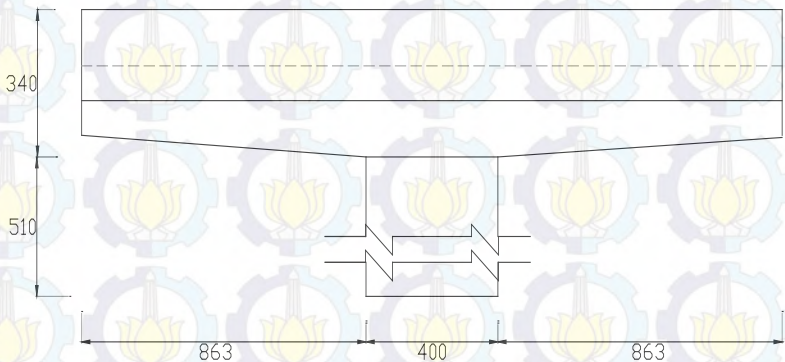
**Tabel 4.4** Rekapitulasi Beban pada bentang 50m

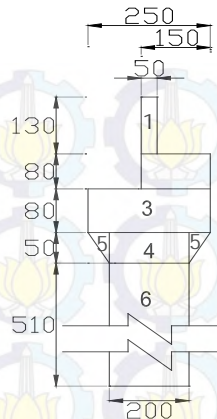
No.	Uraian	Kode	Bentang 50m		
			P (ton)	H <sub>x</sub> (ton)	H <sub>y</sub> (ton)
1	Berat Sendiri	MS	1453.99		
2	Beban mati tambahan	MA	113.6		
3	Beban Lajur "D"	TD	381.45		
4	Beban Rem	TB			36.0

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

#### 4.2.2 Pembebanan bangunan bawah

Pada perhitungan pembebanan bangunan bawah *Overpass* ini, beban yang digunakan adalah beban mati sendiri pilar, beban angin, beban tumbukan kendaraan, dan beban gempa. Faktor beban yang digunakan dalam perhitungan pembebanan sesuai dengan RSNI T02 – 2005.

**Gambar 4.5** : Potongan pilar arah melintang *overpass*



**Gambar 4.6** : Potongan pilar arah memanjang *overpass*

**A. Beban mati sendiri pilar**

Beban mati sendiri pada tipe pilar tunggal, terdiri dari : beban pier head dan beban kolom pilar. Dalam perhitungan beban sendiri pilar tunggal dibagi atas beberapa segman. Perhitungan ditampilkan pada tabel dibawah ini :

**Tabel 4.5** Perhitungan Berat Sendiri Pilar

No	Parameter Berat Bagian			Berat Jenis (t/m <sup>3</sup> )	Berat (ton)
	b(m)	h(m)	L(m)		
1	0.5	1.3	21.25	2.4	33.15
2	1.5	0.8	21.25	2.4	61.2
3	2.5	0.8	21.25	2.4	102
4	2.0	0.5	12.625	2.4	30.3
5	0.25	0.5	12.625	2.4	3.78
6	2.0	4.0	5.1	2.4	97.92
Total =					328.36

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri



## B. Beban angin

### 1. Beban angin arah melintang *overpass* (X)

Gaya akibat angin yang meniup struktur atas dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0.0012 \times C_W \times (V_W)^2 \times A_b$$

Dimana :  $C_W = 1.2$

$V_W = 35$  m/detik ( $< 5$  km dari pantai)

Panjang bentang (L) = 45m

Tinggi bidang samping atas ( $h_a$ ) = 3m

Tinggi bidang samping kend ( $h_k$ ) = 2 m

Luas bidang samping struktur atas ( $A_{b1}$ )

$$\begin{aligned} A_{b1} &= L \times (h_a + h_k) \\ &= 45\text{m} \times (3 + 2) \\ &= 225 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur atas ( $T_{EW1}$ )

$$\begin{aligned} T_{EW1} &= 0.0012 \times C_W \times (V_W)^2 \times A_{b1} \\ &= 0.0012 \times 1.2 \times (35)^2 \times 225 \\ &= 396.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya akibat angin yang meniup struktur bawah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0.0006 \times C_W \times (V_W)^2 \times A_b$$

Dengan :  $b/d > 6$ ,  $C_W = 1.25$

Luas bidang samping struktur bawah ( $A_{b2}$ )

$$\begin{aligned} A_{b2} &= h \times (L_c + a) \\ &= 4 \times (5.1\text{m} + 3.4\text{m}) \\ &= 34\text{m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur bawah ( $T_{EW2}$ )

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0.0006 \times C_W \times (V_W)^2 \times A_{b2} \\ &= 0.0006 \times 1.25 \times (35)^2 \times 34 \\ &= 31.24 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 2. Beban angin arah memanjang *overpass* (Y)

Ukuran bidang kolom pilar yang ditiup angin :

$$\text{Tinggi } (L_c + a) = 8.5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } (B) = 2.0 \text{ m}$$

Luas bidang yang ditiup angin

$$A_b = (B) \times (L_c + a)$$

$$= 2 \text{ m} \times 8.5 \text{ m}$$

$$= 17 \text{ m}^2$$

Beban angin ( $T_{EW}$ )

$$T_{EW} = 0.0006 \times C_W \times (V_w)^2 \times A_b$$

$$= 0.0006 \times 1.25 \times (35)^2 \times 17$$

$$= 15.62 \text{ kN} = 1.56 \text{ ton}$$

## C. Beban tumbukan kendaraan (TC)

Gaya akibat tumbukan kendaraan direncanakan bisa menahan beban 100 kN yang bekerja membentuk sudut  $10^\circ$  sumbu jalan dengan tinggi 1.8m diatas permukaan jalan raya.

$$T_c = 100 \cos \alpha$$

$$= 100 \cos 10^\circ$$

$$= 98.48 \text{ kN} \approx 9.848 \text{ ton}$$

## D. Gesekan pada perletakan (FB)

Beban gesekan pada perletakan dengan koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer ( $\mu$ ) = 0.15 – 0.18.

$$T_{Fb} = 0.15 \times (P_{MS} + P_{MA})$$

$$= 0.15 \times (2251.3 \text{ t} + 204.4 \text{ t})$$

$$= 368.4 \text{ ton}$$

## E. Beban gempa

Beban gempa rencana dihitung dengan persamaan :

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_t$$

$$\text{Dengan } K_h = C \times S$$

Dimana :

- $T_{EQ}$  = Gaya geser total pada arah yang ditinjau (ton)  
 $K_h$  = Koefisien beban gempa horizontal  
 $I$  = Faktor kepentingan  
 $W_t$  = Berat total overpass yang berupa berat sendiri merata( $q_{MS}$ )+berat mati tambahan merata( $q_{MA}$ )  
 $C$  = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi tanah  
 $S$  = Faktor tipe bangunan

Overpass ini berada di zona gempa wilayah 5 menurut peta gempa SNI 2833 – 2008. Dalam perencanaan overpass ini, nilai  $C$  dihitung berdasarkan elastisitas dari overpass, hal ini dilakukan karena perencanaan dengan melihat elastisitas jauh lebih aman dibandingkan dengan plastisitas. Koefisien geser dasar elastis dapat dihitung dengan persamaan :

$$C_{elastis} = \frac{1.2 \times A \times S}{T^3} \leq 2.5 \times A$$

Dimana :

- $A$  = Akselerasi puncak di batuan dasar (g) (dari tabel 2.13)  
 $S$  = Koefisien tanah (dari tabel 2.16)  
 $T$  = Periode alami struktur (detik)

Dalam SNI 2833-2008 terdapat 3 cara untuk menghitung periode alami struktur ( $T$ ) yaitu dengan spektral mode tunggal, moda majemuk dan Eigen Value. Pemilihan metode ini didasarkan pada struktur jembatan tersebut. Pada tugas akhir ini metode yang digunakan adalah metode spektral mode majemuk sehingga periode alami struktur dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 \times g \times \alpha}}$$

Dimana :

$T$  = Periode alami struktur (detik)

$p_0$  = satuan gaya seragam virtual (1 kN/m)

$g$  = gravitasi (9.8 m/det<sup>2</sup>)

$\alpha, \gamma$  = Perumusan ekspresi akibat satuan gaya virtual (m<sup>2</sup>) :

$$\alpha = \int V_s(x) dx \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\beta = \int W_t(x) V_s(x) dx \text{ (tm)}$$

$$\gamma = \int W_t(x) V_s(x)^2 dx \text{ (tm}^2\text{)}$$

Dimana :

$V_s(x)$  = prodil simpangan akibat  $p_0$

$$= (p_0 \times L) / (n \times k)$$

$P_0$  = satuan gaya seragam virtual (0.1 t/m)

$W(x)$  = distribusi berat mati system per satuan panjang (t/m)

#### 1. Arah memanjang *overpass*. (Y)

Inersia penampang kolom pilar ( $I_c$ )

$$I_c = 1/12 \times h \times b^3$$

$$= 1/12 \times 4 \times 2^3$$

$$= 2.667 \text{ m}^4$$

Modulus elastisitas ( $E_c$ )

$$E_c = 4700 \times \sqrt{(0.83 \times \frac{K}{10})}$$

$$= 4700 \times \sqrt{(0.83 \times \frac{350}{10})}$$

$$= 25332 \text{ MPa} = 25332084 \text{ kPa}$$

Nilai kekakuan kolom pilar ( $K_p$ )

$$K_p = \frac{3 \times E_c \times I_c}{L_c^3}$$

$$= \frac{3 \times 25332084 \times 2.667}{5.1^3}$$

$$= 1527743 \text{ kN/m} = 152774.3 \text{ ton/m}$$



Berat sendiri ( $q_{MS}$ )

$$\begin{aligned}
 q_{MS} &= q \text{ struktur atas} + q \text{ pierhead} + \frac{1}{2} q \\
 &\quad \text{kolom pilar} \\
 &= (q_{\text{bentang 40m}} + q_{\text{bentang 50m}}) + 11.94 + \\
 &\quad \frac{1}{2} 19.2 \\
 &= (49.4 + 55.9) + 11.94 + 9.6 \\
 &= 126.84 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Beban mati tambahan ( $q_{MA}$ )

$$\begin{aligned}
 q_{MA} &= (q_{\text{bentang 40m}} + q_{\text{bentang 50m}}) \\
 &= 2.27 + 2.27 \\
 &= 4.54 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Berat total struktur ( $q_t$ )

$$\begin{aligned}
 q_t &= q_{MS} + q_{MA} \\
 &= 126.84 + 4.54 \\
 &= 131.38 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Mencari nilai T (periode alami jembatan) :

$$P_0 = 1 \text{ kN/m} = 0.1 \text{ t/m}$$

$$V_s = (p_0 \times L) / (n \times K_p)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{(0.1 \times (40+50))}{(1 \times 152774.3)} \\
 &= 5.89 \times 10^{-5} \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \int V_s(x) dx = V_s \times L \\
 &= 5.89 \times 10^{-5} \times 90 \\
 &= 0.0053 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \int W_t(x) V_s(x) dx = q_t \times V_s \times L \\
 &= 131.38 \times 5.89 \times 10^{-5} \times 90 \\
 &= 0.696 \text{ tonm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma &= \int W_t(x) V_s(x)^2 dx = q_t \times V_s^2 \times L \\
 &= 131.38 \times (5.89 \times 10^{-5})^2 \times 90 \\
 &= 4.1 \times 10^{-5} \text{ tonm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 \times g \times \alpha}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{4.1 \times 10^{-5}}{0.1 \times 9.8 \times 0.0053}} \\
 &= 0.558 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Dari tabel 2.13 akselerasi puncak di batuan dasar untuk wilayah gempa 5 periode ulang 500 tahun diperoleh nilai  $A = 0.15$ . Dan dari tabel 2.16 koefisien profil tanah (S) untuk tanah lembek diperoleh nilai  $S = 1.5$

$$C_{\text{elastis}} = \frac{1.2 \times A \times S}{T^{\frac{2}{3}}} \leq 2.5 \times A$$

$$= \frac{1.2 \times 0.15 \times 1.5}{0.558^{\frac{2}{3}}} \leq 2.5 \times 0.15$$

$$= 0.398 \leq 0.375 \text{ (tidak memenuhi)}$$

Karena nilai  $C_{\text{elastis}} > 2.5 \times A$  maka digunakan yang terkecil  $= 0.375$ .

Untuk jembatan dengan sendi pastis beton bertulang, faktor jenis bangunan dihitung dengan persamaan :

$$S = 1.0 \times F$$

$$\text{Dengan } F = 1.25 - 0.025 \times n \geq 1$$

Untuk  $n=1$  maka :

$$F = 1.25 - 0.025 \times 1$$

$$= 1.225$$

$$S = 1.0 \times F$$

$$= 1.0 \times 1.225$$

$$= 1.225$$

$$K_h = C \times S$$

$$= 0.375 \times 1.225$$

$$= 0.459$$

Untuk jembatan yang memuat  $> 2000$  kend/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, maka diambil faktor kepentingan ( $I$ ) = 1

a) Gaya gempa pada bangunan atas

$$W_t = 2251.25 \text{ ton} + 204.4 \text{ ton} = 2455.7 \text{ ton}$$

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_t$$

$$= 0.459 \times 1 \times 2455.7$$

$$= 1128.1 \text{ ton}$$

b) Gaya gempa pada bangunan bawah (pilar)

$$W_t = 328.36 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \times I \times W_t \\ &= 0.459 \times 1 \times 328.36 \\ &= 149.97 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Arah melintang *overpass*. (X)

Inersia penampang kolom pilar ( $I_c$ )

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times b \times h^3 \\ &= 1/12 \times 2 \times 4^3 \\ &= 10.67 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Modulus elastisitas ( $E_c$ )

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \times \sqrt{(0.83 \times \frac{K}{10})} \\ &= 4700 \times \sqrt{(0.83 \times \frac{350}{10})} \\ &= 25332 \text{ MPa} = 25332084 \text{ Kpa} \end{aligned}$$

Nilai kekakuan kolom pilar ( $K_p$ )

$$\begin{aligned} K_p &= \frac{3 \times E_c \times I_c}{L_c^3} \\ &= \frac{3 \times 25332084 \times 10.67}{5.1^3} \\ &= 6110973 \text{ kN/m} = 611097.3 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Berat total struktur ( $q_t$ )

$$\begin{aligned} q_t &= q_{MS} + q_{MA} \\ &= 126.84 + 4.54 \\ &= 131.38 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Mencari nilai T (periode alami jembatan) :

$$P_0 = 1 \text{ kN/m} = 0.1 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} V_s &= (p_0 \times L) / (n \times K_p) \\ &= (0.1 \times (21.25)) / (1 \times 611097.3) \\ &= 1.74 \times 10^{-6} \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \int V_s(x) dx = V_s \times L \\ &= 1.74 \times 10^{-6} \times 21.25 \\ &= 3.7 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= \int W_t(x) V_s(x) dx = q_t \times V_s \times L \\ &= 131.38 \times 1.74 \times 10^{-6} \times 21.25 \\ &= 0.0048 \text{ tonm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma &= \int W_t(x) V_s(x)^2 dx = q_t \times V_s^2 \times L \\ &= 131.38 \times (1.74 \times 10^{-6})^2 \times 21.25 \\ &= 8.4 \times 10^{-9} \text{ tonm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 \times g \times \alpha}} \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{8.4 \times 10^{-9}}{0.1 \times 9.8 \times 3.7 \times 10^{-5}}} \\ &= 0.096 \text{ detik}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_{\text{elastis}} &= \frac{1.2 \times A \times S}{\frac{T^2}{3}} \leq 2.5 \times A \\ &= \frac{1.2 \times 0.15 \times 1.5}{0.096^{2/3}} \leq 2.5 \times 0.15 \\ &= 1.29 \leq 0.375 \text{ (tidak memenuhi)}\end{aligned}$$

Karena nilai  $C_{\text{elastis}} > 2.5 \times A$  maka digunakan yang terkecil = 0.375.

Untuk jembatan dengan sendi pastis beton bertulang, faktor jenis bangunan dihitung dengan persamaan :

$$S = 1.0 \times F$$

$$\text{Dengan } F = 1.25 - 0.025 \times n \geq 1$$

Untuk  $n=1$  maka :

$$F = 1.25 - 0.025 \times 1$$

$$= 1.225$$

$$S = 1.0 \times F$$

$$= 1.0 \times 1.225$$

$$= 1.225$$

$$K_h = C \times S$$

$$= 0.375 \times 1.225$$

$$= 0.459$$



Untuk jembatan yang memuat  $> 2000$  kend/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, maka diambil faktor kepentingan ( $I$ ) = 1

Gaya gempa ( $T_{EQ}$ )

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \times I \times W_t \\ &= 0.459 \times 1 \times W_t \\ &= 0.459 W_t \end{aligned}$$

a) Gaya gempa pada bangunan atas

$$W_t = 2251.25 \text{ ton} + 204.4 \text{ ton} = 2455.7 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \times I \times W_t \\ &= 0.459 \times 1 \times 2455.7 \\ &= 1128.1 \text{ ton} \end{aligned}$$

b) Gaya gempa pada bangunan bawah (pilar)

$$W_t = 328.36 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \times I \times W_t \\ &= 0.459 \times 1 \times 328.36 \\ &= 149.97 \text{ ton} \end{aligned}$$

Hasil dari perhitungan pembebanan pada bangunan atas dan bangunan bawah ditabelkan sebagai berikut

**Tabel 4.6** Rekapitulasi Beban Kerja Pada Tipe Pilar Tunggal untuk setengah bentang

No	Uraian	P	$T_x$	$T_y$
		(ton)	(ton)	(ton)
1	Berat Sendiri struktur atas (40m)	797.26		
2	Berat Sendiri struktur atas (50m)	1453.99		
3	Beban mati tambahan (40m)	90.85		
4	Beban mati tambahan (50m)	113.56		
5	Beban sendiri pilar	1250.51		
6	Beban Lajur "D" (40m)	341.40		
7	Beban Lajur "D" (50m)	381.45		

8	Gaya Rem (40m)			30
9	Gaya Rem (50m)			36
10	Beban Tumbukan		9.85	
11	Gaya Gesek (40m)			133.22
12	Gaya Gesek (50m)			235.13
13	Beban Angin Bangunan Atas (40m)		17.64	
14	Beban Angin Bangunan Atas (50m)		22.05	
15	Beban Angin Bangunan Bawah (Pilar)		3.12	1.56
16	Beban Gempa Bangunan Atas (40m)		407.97	407.97
17	Beban Gempa Bangunan Atas (50m)		720.09	720.09
18	Beban Gempa Bangunan Bawah (Pilar)		149.97	149.97

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

#### 4.2.3 Kombinasi beban

Kombinasi beban yang digunakan pada program bantu SAP 2000 versi 14.0.0 dalam perencanaan pilar dengan alternatif pilar tunggal menurut SNI T02-2005 adalah sebagai berikut :

1. Kombinasi 1 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur "D"

**Tabel 4.7** Kombinasi 1

No	Uraian	P (ton)	T <sub>x</sub> (ton)	T <sub>y</sub> (ton)	x (m)	z (m)	M <sub>x</sub> t.m	M <sub>y</sub> t.m
1	Berat Sendiri struktur atas (40m)	797.26			0.60			478.35
2	Berat Sendiri struktur atas (50m)	1453.99			0.60			872.40
3	Beban mati tambahan (40m)	90.85			0.60			54.51
4	Beban mati tambahan (50m)	113.56			0.60			68.13
5	Beban sendiri pilar	1250.51			0.00			0.00
6	Beban Lajur "D" (40m)	341.40			0.60			204.84
7	Beban Lajur "D" (50m)	381.45			0.60			228.87
	Total	4429.02						1907.11

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

2. Kombinasi 2 : Beban Mati + Beban mati tambahan +  
Beban Lajur "D" + Gaya Rem + Gaya Gesek

**Tabel 4.8 Kombinasi 2**

No	Uraian	P (ton)	T <sub>x</sub> (ton)	T <sub>y</sub> (ton)	x (m)	z (m)	M <sub>x</sub> t.m	M <sub>y</sub> t.m
1	Berat Sendiri struktur atas (40m)	797.26			0.60			478.35
2	Berat Sendiri struktur atas (50m)	1453.99			0.60			872.40
3	Beban mati tambahan (40m)	90.85			0.60			54.51
4	Beban mati tambahan (50m)	113.56			0.60			68.13
5	Beban sendiri pilar	1250.51			0.00			0.00
6	Beban Lajur "D" (40m)	341.40			0.60			204.84
7	Beban Lajur "D" (50m)	381.45			0.60			228.87
8	Gaya Rem (40m)			-30		8.40		-252.00
9	Gaya Rem (50m)			36		9.20		331.20
10	Gaya Gesek (40m)			-133.22		8.40		-1119.01
11	Gaya Gesek (50m)			235.13		9.20		2163.22
Total		4429.02		107.92				3030.52

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

3. Kombinasi 3 : Beban Mati + Beban mati tambahan +  
Beban Lajur "D" + Gaya Rem + Beban Angin

**Tabel 4.9 Kombinasi 3**

No	Uraian	P (ton)	T <sub>x</sub> (ton)	T <sub>y</sub> (ton)	x (m)	z (m)	M <sub>x</sub> t.m	M <sub>y</sub> t.m
1	Berat Sendiri struktur atas (40m)	797.26			0.60			478.35
2	Berat Sendiri struktur atas (50m)	1453.99			0.60			872.40
3	Beban mati tambahan (40m)	90.85			0.60			54.51
4	Beban mati tambahan (50m)	113.56			0.60			68.13
5	Beban sendiri pilar	1250.51			0.00			0.00
6	Beban Lajur "D" (40m)	341.40			0.60			204.84
7	Beban Lajur "D" (50m)	381.45			0.60			228.87
8	Gaya Rem (40m)			-30		8.40		-252.00
9	Gaya Rem (50m)			36		9.20		331.20
10	Beban Angin Bangunan Atas (40m)		17.64			8.40	148.18	
11	Beban Angin Bangunan Atas (50m)		22.05			9.20	202.86	
12	Beban Angin Bangunan Bawah (Pilar)		3.12	1.56		2.63	8.20	4.10
Total		4429.02	42.81	7.56			359.24	1990.41

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

4. Kombinasi 4 : Beban Mati + Beban mati tambahan +  
Beban Lajur "D" + Beban Angin

**Tabel 4.10 Kombinasi 4**

No	Uraian	P (ton)	T <sub>x</sub> (ton)	T <sub>y</sub> (ton)	x (m)	z (m)	M <sub>x</sub> t.m	M <sub>y</sub> t.m
1	Berat Sendiri struktur atas (40m)	797.26			0.60			478.35
2	Berat Sendiri struktur atas (50m)	1453.99			0.60			872.40
3	Beban mati tambahan (40m)	90.85			0.60			54.51
4	Beban mati tambahan (50m)	113.56			0.60			68.13
5	Beban sendiri pilar	1250.51			0.00			0.00
6	Beban Lajur "D" (40m)	341.40			0.60			204.84
7	Beban Lajur "D" (50m)	381.45			0.60			228.87
8	Beban Angin Bangunan Atas (40m)		17.64			8.40	148.18	
9	Beban Angin Bangunan Atas (50m)		22.05			9.20	202.86	
10	Beban Angin Bangunan Bawah (Pilar)		3.12	1.56		2.63	8.20	4.10
	Total	4429.02	42.81	1.56			359.24	1911.21

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

5. Kombinasi 5 : Beban Mati + Beban mati tambahan +  
Beban Gempa X + 0.3 Beban Gempa Y

**Tabel 4.11 Kombinasi 5**

No	Uraian	P (ton)	T <sub>x</sub> (ton)	T <sub>y</sub> (ton)	x (m)	z (m)	M <sub>x</sub> t.m	M <sub>y</sub> t.m
1	Berat Sendiri struktur atas (40m)	797.26			0.60			478.35
2	Berat Sendiri struktur atas (50m)	1453.99			0.60			872.40
3	Beban mati tambahan (40m)	90.85			0.60			54.51
4	Beban mati tambahan (50m)	113.56			0.60			68.13
5	Beban sendiri pilar	1250.51			0.00			0.00
6	Beban Gempa Bangunan Atas (40m)		407.97	-122.39		8.40	3426.96	-1028.09
7	Beban Gempa Bangunan Atas (50m)		720.09	216.03		9.20	6624.86	1987.46
8	Beban Gempa Bangunan Bawah (Pilar)		149.97	44.99		2.63	394.25	118.28
	Total	3706.16	1278.03	138.63			10446.07	2551.04

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri



6. Kombinasi 6 : Beban Mati + Beban mati tambahan +  
0.3 Beban Gempa X + Beban Gempa Y

**Tabel 4.12** Kombinasi 6

No	Uraian	P (ton)	T <sub>x</sub> (ton)	T <sub>y</sub> (ton)	x (m)	z (m)	M <sub>x</sub> t.m	M <sub>y</sub> t.m
1	Berat Sendiri struktur atas (40m)	797.26			0.60			478.35
2	Berat Sendiri struktur atas (50m)	1453.99			0.60			872.40
3	Beban mati tambahan (40m)	90.85			0.60			54.51
4	Beban mati tambahan (50m)	113.56			0.60			68.13
5	Beban sendiri pilar	1250.51			0.00			0.00
6	Beban Gempa Bangunan Atas (40m)		122.39	-407.97		8.40	1028.09	-3426.96
7	Beban Gempa Bangunan Atas (50m)		216.03	720.09		9.20	1987.46	6624.86
8	Beban Gempa Bangunan Bawah (Pilar)		44.99	149.97		2.63	118.28	394.25
Total		3706.16	383.41	462.09			3133.82	5065.55

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

Rekapitulasi kombinasi pembebanan pada dasar *pile cap*:

**Tabel 4.13** Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan

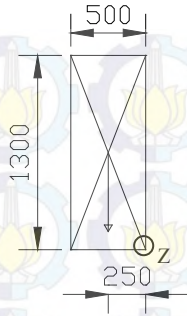
No	Uraian	P (ton)	T <sub>x</sub> (ton)	T <sub>y</sub> (ton)	M <sub>x</sub> t.m	M <sub>y</sub> t.m
1	Kombinasi 1	4429.02	0.00	0.00	0.00	1907.11
2	Kombinasi 2	4429.02	0.00	107.92	0.00	3030.52
3	Kombinasi 3	4429.02	42.81	7.56	359.24	1990.41
4	Kombinasi 4	4429.02	42.81	1.56	359.24	1911.21
5	Kombinasi 5	3706.16	1278.03	138.63	10446.07	2551.04
6	Kombinasi 6	3706.16	383.41	462.09	3133.82	5065.55

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

#### 4.2.4 Penulangan pada pilar tipe tunggal

Untuk menahan gaya dalam pada pilar tunggal yang terjadi akibat beban-beban dari struktur atas maka akan didesain penulangan pada pilar sebagai berikut :

### A. Penulangan back wall



**Gambar 4.7 :** Beban –beban yang menimbulkan momen nominal dan jarak terhadap titik Z

Pembebanan:

$$W1 = 1.3 \times 0.5 \times 2.4 = 1.56 \text{ t}$$

$$L = 0.25 \text{ m}$$

Momen :

$$M = 1.56 \times 0.25 = 0.39 \text{ tm}$$

Penulangan

- Tulangan Utama :

$$Mu = 1.3 \times 0.39 = 0.507 \text{ tm}$$

$$f'c = 29.05 \text{ MPa}$$

$$fy = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$\text{ditinjau tiap 1m lebar} = 1000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\beta 1 = 0.85$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times f'c \times \beta 1}{fy} \left( \frac{600}{600 + fy} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 29.05 \times 0.85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0315 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0315 \\ &= 0.0236\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D19 dengan  $d' = 40$  mm.

$$\begin{aligned}d &= h - d' - D_{\text{tulangan}}/2 \\ &= 500 - 40 - 19/2 \\ &= 450.5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$R_n = \frac{0.507 \times 10^6}{0.8 \times 1000 \times 450.5^2} = 0.0031$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 29.05} = 16.2$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{16.2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.2 \times 0.0031}{400}} \right) \\ &= 0.0000078\end{aligned}$$

Cek  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0.0035 > 0.0000078 < 0.0236$ , maka  $\rho$  dipakai  $\rho_{\min} = 0.0035$

Kebutuhan tulangan :

$$A_s = \rho b d = 0.0035 \times 1000 \times 450.5 = 1576.75 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan : D19 – 175

$$A_s \text{ terpasang} = 1620.2 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Bagi

$$A_{st} = 20\% \times A_s \text{ perlu} = 0.2 \times 1576.75 = 315.35 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan : D19 – 200

$$A_s \text{ terpasang} = 810.08 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Geser

$$T_u = 720.09 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}\phi T_c &= \phi \times 1/6 \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d \\ &= 0.8 \times 1/6 \times (\sqrt{29.05}) \times 1000 \times 450.5 \times 10^{-3} \\ &= 323.74 \text{ kN} \approx 32.37 \text{ ton}\end{aligned}$$

$T_u > \phi T_c$  (perlu tulangan geser)

$$\text{Gaya geser yang ditahan tulangan geser} = 687.72 \text{ ton}$$

Kebutuhan tulangan :

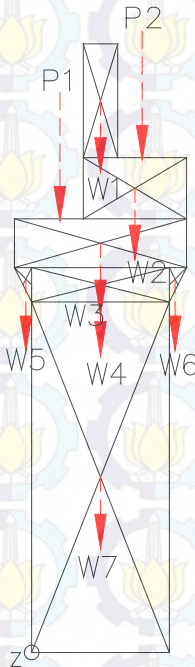
Diameter tulangan yang digunakan = D13,

$$A_v = 398.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = A_v \times f_y \times d / V_s = 104.34 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan : D13 - 100

#### B. Penulangan kolom pilar



**Gambar 4.8 :** Beban –beban yang menimbulkan momen nominal dan jarak terhadap titik Z

Pembebanan :

$$P1 = 888.1 \text{ ton}$$

$$P2 = 1567.6 \text{ ton}$$

$$W1 = 1.3 \times 0.5 \times 2.4 = 1.56 \text{ t}$$

$$W2 = 0.8 \times 1.5 \times 2.4 = 2.88 \text{ t}$$



$$\begin{aligned}
 W3 &= 0.8 \times 2.5 \times 2.4 &= 4.8 \text{ t} \\
 W4 &= 0.5 \times 2 \times 2.4 &= 2.4 \text{ t} \\
 W5 &= 0.5 \times 0.25 \times 0.5 \times 2.4 &= 0.15 \text{ t} \\
 W6 &= 0.5 \times 0.25 \times 0.5 \times 2.4 &= 0.15 \text{ t} \\
 W7 &= 5.1 \times 2 \times 2.4 &= 24.48 \text{ t} \\
 LP1 &= -0.4 \text{ m} \\
 LP2 &= -1.6 \text{ m} \\
 L1 &= -1 \text{ m} \\
 L2 &= -1.5 \text{ m} \\
 L3 &= -1 \text{ m} \\
 L4 &= -1 \text{ m} \\
 L5 &= 0.08 \text{ m} \\
 L6 &= -2.08 \\
 L7 &= -1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen :

$$\begin{aligned}
 M_x &= 888.1(-0.4) + 1567.6(-1.6) + 1.56(-1) \\
 &\quad + 2.88(-1.5) + 4.8(-1) + 2.4(-1) + 0.15(0.08) \\
 &\quad + 0.15(-2.08) + 24.48(-1) \\
 &= -2901.26 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Penulangan

$$\begin{aligned}
 P &= 4429.02 \text{ ton} \\
 b &= 4000 \text{ mm} \\
 h &= 2000 \text{ mm} \\
 f'_c &= 29.05 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 sb &= 40 \text{ mm} \\
 D_{tul} &= 32 \text{ mm} \\
 d' &= sb + D_{tul}/2 = 56 \text{ mm} \\
 d &= h - sb - D_{tul}/2 \\
 &= 2000 - 40 - 32/2 = 1944 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$c_b = d \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}$$

$$= 1944 \times \frac{0.003}{0.003 + \frac{400}{200000}} = 1166.4 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = 0.003 \times \frac{cb - d'}{cb} < \frac{f_y}{E_s}$$

$$= 0.003 \times \frac{1166.4 - 56}{1166.4} < \frac{400}{200000}$$

$$= 0.0029 < 0.002 ; \text{digunakan terkecil}$$

$$f's = E_s \times \varepsilon_s'$$

$$= 200000 \times 0.002$$

$$= 400$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$a_b = \beta_1 \times c_b$$

$$= 0.85 \times 1166.4$$

$$= 991.44 \text{ mm}$$

$$P_{nb} = 0.85 f'_c \times b \times a_b + A'_s \times f'_s - A_s \times f_y$$

$$A_s = A'_s$$

$f_y = f'_s$ , maka persamaan  $P_{nb}$  menjadi :

$$P_{nb} = 0.85 \times f'_c \times b \times a_b$$

$$= 0.85 \times 29.05 \times 4000 \times 991.44$$

$$= 97924528.8 \text{ N} \approx 9792.45 \text{ t}$$

$$P_{nb} > P$$

$$9792.45 \text{ t} > 4212.27 \text{ t}$$

Karena  $P_{nb}$  lebih besar daripada  $P$  yang terjadi maka dicoba penulangan  $A_s$  minimum.

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0.0035 \times 4000 \times 1944$$

$$= 27216 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A'_s$$

$$M_{nb} = P_{nb} \times e_b$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= 0.85 \times f'_c \times b \times a_b \times \left(y - \frac{a_b}{2}\right) + A'_s \\
 &\quad \times f'_s \times (y - d') + A_s \times f_y \times (d - y) \\
 &= 0.85 \times 29.05 \times 4000 \times 991.44 \times \\
 &\quad (1000 - 991.4/2) + 27216 \times 400 \times \\
 &\quad (1000 - 56) + 27216 \times 400 \times \\
 &\quad (1944 - 1000) \\
 &= 6.99 \times 10^{10} \text{ Nmm} \\
 &= 6993.49 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Kapasitas  $M_{nb}$  terhadap  $M_u$  pada tiang

$$0.8 \times M_{nb} > M_u$$

$$0.8 \times 6993.49 > 2901.26 \text{ Tm}$$

$$5593.79 \text{ Tm} > 2901.26 \text{ Tm} \text{ (OK)}$$

Pemakaian tulangan :

$$\text{Tul. utama : 36 D32} \quad A_s = 28952.92 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Geser

$$P_u = 4212.27 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 2901.26 \text{ tm}$$

$$T_{ux} = 1278.78 \text{ ton}$$

Gaya Geser akibat momen :

$$V_u = M_u / L = 2901.26 / 5.1 = 568.87 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c \text{ max}} &= 0.2 \times f_c \times b \times d \times 10^{-3} \\
 &= 0.2 \times 29.05 \times 4000 \times 1944 \times 10^{-3} \\
 &= 45178.56 \text{ kN} \approx 4517.9 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_{c \text{ max}} = 0.6 \times 4517.9 = 3614.3 \text{ ton} > V_u \text{ (ok)}$$

$$\beta_1 = 1.1, \beta_2 = 1, \beta_3 = 1$$

$$\begin{aligned}
 V_{uc} &= \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times (A_s \times f_c / (b \times d))^{1/3} \times \\
 &\quad 10^{-3} \\
 &= 1.1 \times 1 \times 1 \times 4000 \times 1944 \times (27344.42 \times 29.05 \\
 &\quad / (4000 \times 1944))^{1/3} \times 10^{-3} \\
 &= 3998.54 \text{ kN} \approx 399.8 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.6 \times V_{ux} + 0.6 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= 0.6 \times 399.8 + 0.6 \times \sqrt{29.05} \times 4000 \times 1944 \\ &= 2514.69 \text{ ton}\end{aligned}$$

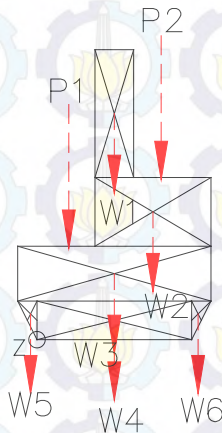
$\phi V_c > V_u$  ( hanya perlu tul. Geser minimum)

$$V_s = V_u = 568.87 \text{ ton}$$

Kebutuhan tulangan :

Dipasang tulangan : D25 – 500

### C. Penulangan pier head



**Gambar 4.9 :** Beban –beban yang menimbulkan momen nominal dan jarak terhadap titik Z

Pembebanan :

$$P1 = 888.1 \text{ ton}$$

$$P2 = 1567.6 \text{ ton}$$

$$W1 = 1.3 \times 0.5 \times 2.4 = 1.56 \text{ t}$$

$$W2 = 0.8 \times 1.5 \times 2.4 = 2.88 \text{ t}$$

$$W3 = 0.8 \times 2.5 \times 2.4 = 4.8 \text{ t}$$

$$W4 = 0.5 \times 2 \times 2.4 = 2.4 \text{ t}$$

$$W5 = 0.5 \times 0.25 \times 0.5 \times 2.4 = 0.15 \text{ t}$$

$$W6 = 0.5 \times 0.25 \times 0.5 \times 2.4 = 0.15 \text{ t}$$



$$LP1 = -0.4 \text{ m}$$

$$LP2 = -1.6 \text{ m}$$

$$L1 = -1 \text{ m}$$

$$L2 = -1.5 \text{ m}$$

$$L3 = -1 \text{ m}$$

$$L4 = -1 \text{ m}$$

$$L5 = 0.08 \text{ m}$$

$$L6 = -2.08$$

Momen :

$$\begin{aligned} M_x &= 888.1(-0.4) + 1567.6(-1.6) + 1.56(-1) \\ &\quad + 2.88(-1.5) + 4.8(-1) + 2.4(-1) + 0.15(0.08) \\ &\quad + 0.15(-2.08) \\ &= -2876.78 \text{ tm} \end{aligned}$$

- Tulangan utama arah x

$$Mu = 2876.78 \text{ tm}$$

$$f'_c = 29.05 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 2500 \text{ mm}$$

$$h = 2100 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0.85 \times 29.05 \times 0.85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0.0315$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0.75 \times 0.0315$$

$$= 0.0236$$

Direncanakan tulangan D32 dengan  $d' = 40 \text{ mm}$ .

$$d = h - d' - D_{\text{tulangan}}/2$$

$$= 2100 - 40 - 32/2$$

$$= 2044 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{2876.78 \times 10^6}{0.8 \times 2500 \times 2044^2}$$

$$= 0.344$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 29.05} = 16.2$$

$$\rho = \frac{1}{16.2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.2 \times 0.335}{400}} \right)$$

$$= 0.00087$$

Cek  $\rho < \rho_{mn} = 0.00087 < 0.0035$ , maka  $\rho$  min dipakai = 0.0035

$$A_s = \rho b d = 0.0035 \times 2500 \times 2044 = 17885 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang tulangan : 24D32} \quad A_s = 18498 \text{ mm}^2$$

Untuk menjamin daktilitas struktur, rasio tulangan tekan diambil,  $\rho' = 0.5 \rho$

$$\rho' = 0.5 \times 0.0035 = 0.00175$$

$$A_s \text{ tekan} = \rho' b d = 0.00175 \times 2500 \times 2044 = 8942.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang tulangan : 12D32 ; } A_s \text{ terpasang} = 9651 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Geser

$$T_u = 1278.78 \text{ ton}$$

$$\phi T_c = \phi \times \frac{1}{6} \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d$$

$$= 0.8 \times \frac{1}{6} \times (\sqrt{29.05}) \times 1000 \times 2044 \times 10^{-3}$$

$$= 1470.3 \text{ kN} \approx 147.03 \text{ ton}$$

$T_u > \phi T_c$  (perlu tulangan geser)

$$\text{Gaya geser yang ditahan tulangan (Vs)} = 1131.75 \text{ ton}$$

Kebutuhan tulangan :

$$\text{Diameter tulangan yang digunakan} = \text{D25,}$$

$$A_v = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = A_v \times f_y \times d / V_s = 354.61 \text{ mm}$$

$$\text{Dipasang tulangan : D25 - 300}$$

#### 4.2.5 Perencanaan pondasi pilar dengan alternatif pilar tunggal

Pada perencanaan pondasi, kombinasi yang digunakan adalah kombinasi yang terbesar tanpa faktor bebani. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang.

##### A. Perhitungan daya dukung ijin tiang pancang

###### 1) Berdasarkan kekuatan bahan

Dari Spesifikasi *Wika Pile Classification* pada lampiran, direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 60 cm
- Tebal : 10 cm
- Kelas : A2
- Concrete cross section : 1571 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m
- Panjang : 12 m
- *Allowable axial Load* : 249.00 ton
- *Bending moment crack* : 19 ton.m
- *Bending moment ultimate* : 28.5 ton.m

###### 2) Berdasarkan kekuatan tanah

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan satu tiang pancang yang berdiameter 0.6m dan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor BH-2. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan persamaan Luciano Decourt (1996) sebagai berikut :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \times A_p = \alpha \times N_p \times K \times A_p$$

$$Q_s = q_s \times A_s = \beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s$$

Dimana :

$Q_L$  = Daya dukung tanah maximum pada pondasi

$Q_p$  = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

$Q_s$  = *Resistance ultimate* akibat lekatan lateral

$N_p$  = Harga rata-rata SPT disekitar 4D diatas hingga 4D dibawah dasar tiang pondasi ( $D$  = diameter pondasi)

$K$  = Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi (untuk tanah lempung berlanau =  $20 \text{ t/m}^2$ )

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang

$N_s$  = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan :  $3 \leq N \leq 50$ , khusus untuk aspek *friction*.

$A_s$  = Keliling x panjang tiang yang tertanam (luas selimut tiang)

$\alpha$  = *base coefficient* (dari tabel 2.18 = 1.0)

$\beta$  = *shaft coefficient* ( dari tabel 2.19 = 1.0)

Untuk  $N$  SPT, karena tanah berada di bawah MAT (lihat profil tanah) maka menurut Terzaghi dan Peck,  $N$  SPT tersebut harus dikoreksi terhadap muka air tanah. Untuk tanah lempung atau pasir berlanau menjadi :

$$N' = 15 + 0.5 (N-15)$$

Untuk kedalaman 33m :

$$N_p = 4D = 4(0.6) = 2.4 \text{ m di atas dan dibawah tiang} \\ = \frac{N_{30.6} + N_{33} + N_{35.4}}{3} = \frac{18.5 + 32.5 + 32.5}{3} = 27.833$$

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 0.6^2 = 0.283 \text{ m}^2$$

$$N_s = \frac{N_{15} + N_{18} + N_{21} + N_{24} + N_{27} + N_{30} + N_{33}}{7} \\ = \frac{3 + 3 + 4 + 12 + 14 + 18.5 + 32.5}{7}$$

$$= 11.63$$

$$A_s = \pi B D$$

$$= \pi \times 0.6 \times 33 = 62.204 \text{ m}^2$$



$$Q_p = \alpha \times N_p \times K \times A_p$$

$$= 1 \times 27.833 \times 20 \times 0.283 = 157.39 \text{ ton}$$

$$Q_s = \beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s$$

$$= 1.0 \times \left( \frac{11.63}{3} + 1 \right) \times 62.204$$

$$= 303.38 \text{ ton}$$

$$Q_D = Q_p + Q_s$$

$$= 157.39 + 303.38 = 460.77 \text{ ton}$$

$$Q_L = \frac{Q_D}{SF} = \frac{460.77}{3} = 153.59 \text{ ton}$$

Perhitungan daya dukung tanah pada kedalaman yang lain dengan metode Luciano Decourt dilampirkan pada lampiran.

Dari hasil perhitungan daya dukung tanah, direncanakan pondasi tiang pancang pada kedalaman 33m dengan  $Q_L = 153.59 \text{ ton}$ .

#### B. Perhitungan efisiensi tiang pancang

Untuk perhitungan daya dukung tiang kelompok pada kedalaman yang direncanakan yakni pada 33 m, direncanakan jumlah tiang 40 buah dengan konfigurasi dan koefisien efisiensi tiang kelompok yang dihitung dengan persamaan :

$$E_k = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n}$$

Dimana :

$E_k$  = Efisiensi grup tiang

$\theta$  =  $\arctan d/s$  (°)

$n$  = banyak tiang dalam baris = 4

$m$  = banyak tiang dalam kolom = 10

$d$  = diameter tiang = 0.6 m

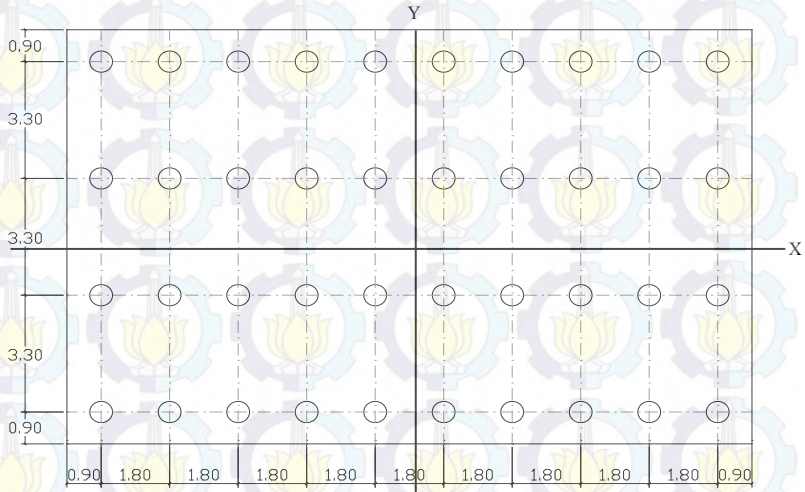
$s$  = jarak antar tiang =  $5.5D = 5.5(0.6) = 3.3 \text{ m}$

$$E_k = 1 - \arctan \left( \frac{0.6}{3} \right) \times \frac{(4-1)11 + (11-1)4}{90 \times 11 \times 4}$$

$$= 0.811$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= Q_d \times E_k \\
 &= 153.59 \times 0.811 \\
 &= 124.59 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Jumlah tiang pancang 40 buah dengan rencana pemasangan 4 baris 10 lajur seperti pada gambar berikut :



**Gambar 4.10 : Konfigurasi Tiang Pancang (salah)**

### C. Perhitungan beban vertikal ekuivalen ( $p_v$ )

$$P_v = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{\sum X^2}$$

Dari kombinasi terbesar beban diperoleh :

$$P = 3706.16 \text{ t}$$

$$M_x = 10446.07 \text{ tm}$$

$$M_y = 2551.04 \text{ tm}$$

$$\sum X^2 = (20 \times 1.65^2) + (20 \times 4.95^2) = 544.5 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \sum Y^2 &= (8 \times 0.9^2) + (8 \times 2.7^2) + (8 \times 4.5^2) + (8 \times 6.3^2) + \\
 &\quad (8 \times 8.1^2) \\
 &= 1069.2 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan persamaan beban vertikal ekuivalen ( $P_V$ ) didapat gaya maksimum dan gaya minimum sebagai berikut :

- Gaya maksimum terjadi pada tiang pancang :

$$P_V \text{ maks} = \frac{3706.16}{40} + \frac{2551.04 \times 8.1}{1069.2} + \frac{10446.07 \times 4.95}{544.5}$$

$$= 168.05 \text{ ton}$$

- Gaya minimum terjadi pada tiang pancang :

$$P_V \text{ min} = \frac{3706.16}{40} - \frac{2551.04 \times 8.1}{1069.2} - \frac{10446.07 \times 4.95}{544.5}$$

$$= -16.4 \text{ ton}$$

#### D. Perhitungan daya dukung lateral ijin tiang pancang

Perhitungan daya dukung lateral ijin tiang pancang digunakan metode B.Broms. Pada tugas akhir ini, digunakan tiang dengan kepala tertahan pada tanah kohesif.

$$M_U = 28.5 \text{ ton.m}$$

$$C_u = 0.072 \text{ kg/cm}^2 = 0.72 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 33 \text{ m}$$

$$D = 0.6 \text{ m}$$

Menentukan tiang panjang, menengah, atau pendek :

$$L_1 = \left[ \frac{M_U}{4.5 \times C_u \times D} + 2.25 D^2 \right]^{1/2}$$

$$= \left[ \frac{28.5}{4.5 \times 0.72 \times 0.6} + 2.25 (0.6)^2 \right]^{1/2}$$

$$= 3.73 \text{ m}$$

$$L > L_1$$

$$33 \text{ m} > 3.73 \text{ m}$$

Cek :

$$L_2 = 1.5 D + f_2 + g_2$$

$$f_2 = -(1.5 D) + \left[ (1.5 \times D)^2 + \frac{M_U}{2.25 \times C_u \times D} \right]^{1/2}$$

$$= -(1.5(0.6)) + \left[ (1.5 \times 0.6)^2 + \frac{28.5}{2.25 \times 0.72 \times 0.6} \right]^{1/2}$$

$$= 4.3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 g_2 &= \left[ \frac{Mu}{2.25 \times Cu \times D} \right]^{1/2} \\
 &= \left[ \frac{28.5}{2.25 \times 0.72 \times 0.6} \right]^{1/2} \\
 &= 5.12 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jadi :

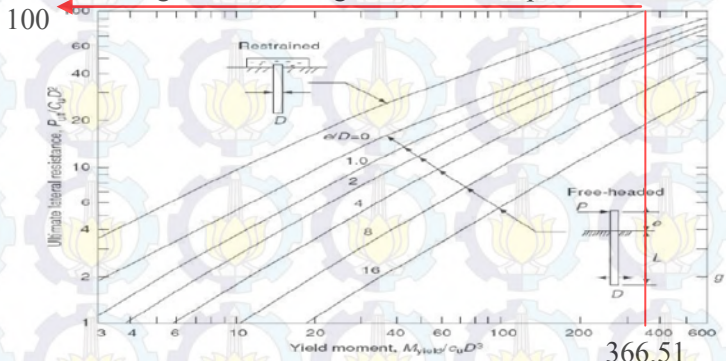
$$\begin{aligned}
 L_2 &= 1.5 D + f_2 + g_2 \\
 &= (1.5 \times 0.6) + 4.3 + 5.12 \\
 &= 10.32 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$L > L_2$$

Karena  $L > L_2$ , maka tiang diklasifikasikan sebagai tiang panjang.

$$\left[ \frac{2 \times Mu}{Cu \times D^3} \right] = \left[ \frac{2 \times 28.5}{0.72 \times (0.6)^3} \right] = 366.51$$

Untuk tiang tertahan dari grafik 2.15, didapat :



**Gambar 4.11** : ketahanan lateral ultimate untuk tiang panjang dalam tanah kohesif

$$\frac{Q_L}{Cu \cdot D^2} = 100$$

$$Q_L = 100 \times 0.72 \times (0.6)^2 = 25.92 \text{ ton}$$



### E. Perhitungan defleksi tiang

Untuk kondisi II dimana tiang pancang dengan pilecap kaku menempel diatas permukaan tanah.

#### 1) Menghitung faktor kekakuan relatif

Dipergunakan rumus

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Dimana :

E = Modulus elastisitas tiang

$$= 4700 \times \sqrt{f'c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{50}$$

$$= 33234.02 \text{ MPa} = 332340.2 \text{ kg/cm}^2$$

I = Inersia penampang pile

$$= (1/64) \times \pi \times (D^4 - d^4)$$

$$= (1/64 \times \pi \times (60^4 - 40^4))$$

$$= 510250 \text{ cm}^4$$

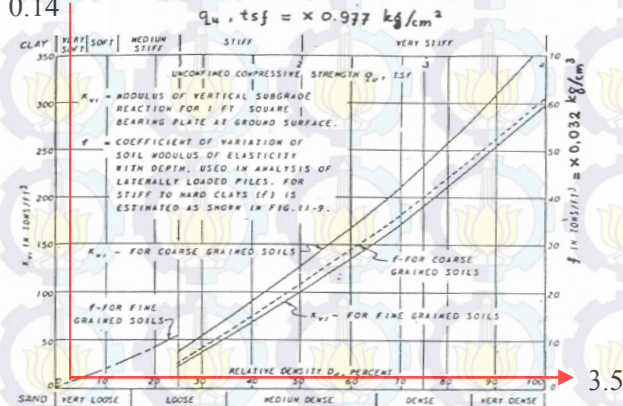
Mencari nilai f :

$$q_u = 2 \times C_u$$

$$= 2 \times 0.072$$

$$= 0.144 \text{ kg/cm}^2 = 0.14 \text{ t/ft}^2$$

0.14



**Gambar 4.12** : Koefisien variasi (f)

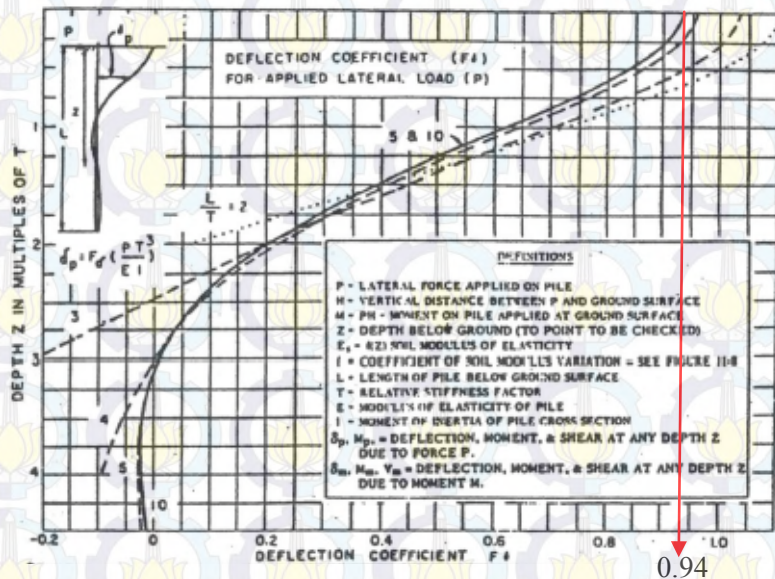
Dari gambar 4.12 diperoleh nilai  $f = 3.5 \text{ t/ft}^2 = 0.112 \text{ kg/cm}^2$

$$T = \left( \frac{(2.1 \times 10^5) \times 510250}{0.112} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$= 272.91 \text{ cm}$$

$$Z = \frac{L}{T} = \frac{3300}{272.91} = 12.09$$

## 2) Perhitungan defleksi tiang



**Gambar 4.13** : koefisien defleksi ( $F\delta$ )

Dari gambar 4.13 untuk nilai  $L/T = 12.09$  pada kedalaman 0m diperoleh nilai  $F\delta = 0.94$ .

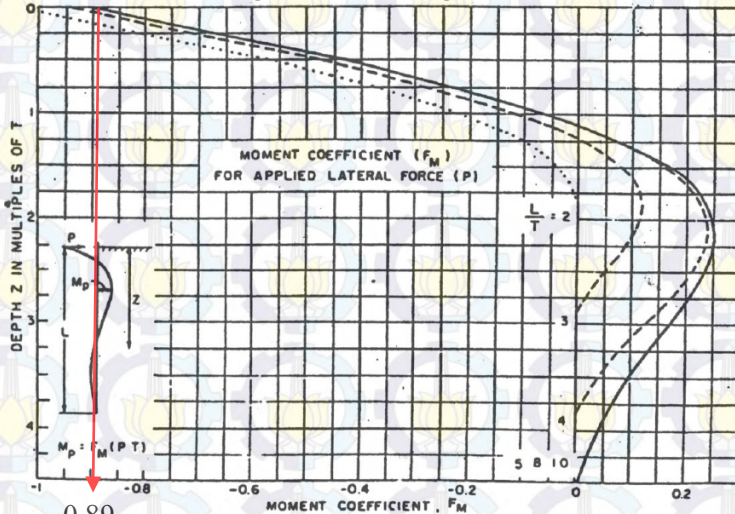
Dengan gaya geser terbesar ( $P$ ) total = 720.09 ton maka gaya geser maksimum pada satu tiang =

$$P = \frac{P_{\text{total}}}{n} = \frac{720.09}{40} = 18 \text{ ton} = 18002.25 \text{ kg}$$

Defleksi pada satu tiang :

$$\begin{aligned} \delta_p &= F\delta \left( \frac{PT^3}{EI} \right) < 2.54 \text{ cm} \\ &= 0.94 \times \left( \frac{(18002.25 \times 272.91^3)}{(332340.2) \times 510250} \right) < 2.54 \text{ cm} \\ &= 2.03 \text{ cm} < 2.54 \text{ cm} \dots (\text{OK}) \end{aligned}$$

### 3) Perhitungan momen tiang



**Gambar 4.14** : koefisien momen ( $F_m$ )

Dari gambar 4.14 untuk nilai  $L/T = 12.09$  pada kedalaman 0m diperoleh nilai  $F_m = 0.89$

Dengan  $P$  1 tiang = 18002.25 kg, maka momen yang terjadi :



$$\begin{aligned}
 M_p &= F_M(PT) &< M_{crack} \\
 &= 0.9 (18002.25 \times 272.91) &< M_{crack} \\
 &= 437256.47 \text{ kgcm} &< 19.00 \text{ tm} \\
 &= 4.37 \text{ tm} &< 19.00 \text{ tm (OK)}
 \end{aligned}$$

#### F. Kontrol kekuatan tiang pancang

Setelah memperoleh nilai  $P_{maks}$  yang terjadi maka dilakukan kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya aksial dan lateral.

##### 1) Kontrol terhadap gaya aksial

Daya dukung aksial ditinjau berdasarkan kekuatan bahan yang digunakan dan berdasarkan daya dukung tanah.

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan terhadap gaya aksial untuk tiang pancang Ø60cm adalah 249.00 ton sedangkan beban  $P_{maksimal}$  yang diterima tiang adalah sebesar 168.05 ton sehingga :

$$P_{ijin} > P_{maks}$$

$$249.00 \text{ ton} > 168.05 \text{ ton} \dots (\text{OK})$$

- Berdasarkan daya dukung tanah

Dari analisa perhitungan daya dukung tanah dengan persamaan luciano decourt didapat daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang Ø60cm dengan kedalaman 33m diperoleh  $Q_{all_{ijin}} = 121.57 \text{ ton}$ . sedangkan beban  $P_{maks}$  yang diterima tiang adalah sebesar 168.05 ton.

$$P_{ijin} > P_{maks}$$

$$124.59 \times 1.5 > 168.05 \times 1.1$$

$$186.88 \text{ ton} > 184.85 \text{ ton} \dots (\text{OK})$$

##### 2) Kontrol terhadap beban lateral

Gaya-gaya lateral diperoleh dari kombinasi pembebanan yang bekerja searah sumbu X dan Y,



diperoleh beban lateral terbesar yakni  $T_x = 1278.03$  ton. Sehingga beban lateral yang diterima 1 tiang :

$$Q_{\text{maks}} = \frac{1278.03}{40} = 31.95 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{maks}} < Q_L$$

$$31.95 \text{ ton} < 25.92 \times 15$$

$$31.95 \text{ ton} < 38.88 \text{ ton} \dots (\text{OK})$$

#### 4.2.6 Perencanaan pile cap

Direncanakan pile cap pada dasar pilar agar dapat meneruskan gaya-gaya yang terjadi pada pilar dapat tersalurkan pada pondasi tiang.

Dimensi Pilar :

$$b = 4000 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

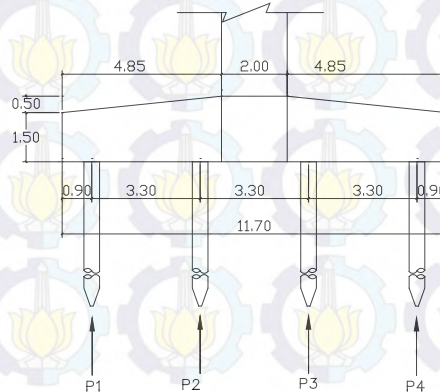
Dimensi *Pile cap* :

$$b = 18000 \text{ mm}$$

$$h = 11700 \text{ mm}$$

$$d = 2000 \text{ mm}$$

1) Perhitungan momen



**Gambar 4.15 : Analisis Gaya dan Momen Pada Pilecap**

Perhitungan gaya reaksi tiang pancang :

$$\sum P1 = 889.09 \text{ ton}$$

$$\sum P2 = 801.85 \text{ ton}$$

$$\sum P3 = 714.62 \text{ ton}$$

$$\sum P4 = 627.38 \text{ ton}$$

Perhitungan momen pada pilecap :

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= \sum P1.X1 + \sum P2.X2 - \frac{1}{2} q L^2 B \\ &= ((889.09 \times 3.95) + (801.85 \times 0.65)) - \left( \frac{1}{2} \times 32.5 \times 4.85^2 \times 18 \right) \\ &= -3172.22 \text{ tm} \end{aligned}$$

Sehingga, momen yang digunakan untuk perencanaan penulangan pilecap adalah 3172.22 tm.

2) Penulangan pilecap

$$f_c' = 29.05 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d' = 80 \text{ mm}$$

$$d = \text{tebal pilecap} - sb - \text{bata} - \text{tul}/2$$

$$= 2000 - 80 - 150 - 32/2$$

$$= 1754 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3172.22}{0.8} = 3965.28 \text{ tm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{0.8 \times b \times d^2} = \frac{3965.28 \times 10^6}{0.8 \times 1000 \times 1754^2} = 1.611$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \rho_{\text{bal}} = 0.75 \left[ \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0.75 \left[ \frac{0.85 \times 0.85 \times 29.05}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right] \\ &= 0.0236 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 1.4/f_y = 1.4/400 \\ &= 0.0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 29.05}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.611}{0.85 \times 29.05}} \right) \\ &= 0.00417 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , maka pakai  $\rho = 0.00417$

$$A_s = \rho b d = 0.00417 \times 1000 \times 1754 = 7311.57 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D32 – 100

$$A_s \text{ terpasang} = 8042.5 \text{ mm}^2$$

- Tulangan pembagi

Untuk tulangan pembagi diambil 20% tulangan utama

$$A_s' = 20\% \times A_s = 0.2 \times 7311.57 = 1462.31 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan = D 25 – 300

$$A_s \text{ terpasang} = 1636.2 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Geser

$$T_u = 1278.03 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \phi T_c &= \phi \times 1/6 \times (\sqrt{f'_c}) \times b \times d \\ &= 0.6 \times 1/6 \times (\sqrt{29.05}) \times 1000 \times 1754 \times 10^{-3} \\ &= 946.45 \text{ kN} \approx 94.64 \text{ ton} \end{aligned}$$

$T_u > \phi T_c$  (perlu tulangan geser)

$$\text{Gaya geser yang ditahan tulangan geser} = 1183.39 \text{ ton}$$

Kebutuhan tulangan :

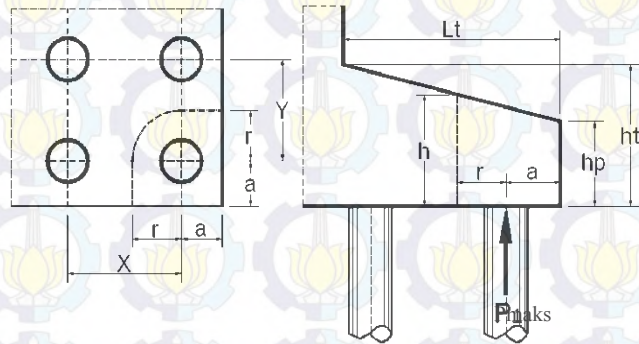
Diameter tulangan yang digunakan = D25

$$A_v = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = A_v \times f_y \times d / A_s = 214.19 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan : D25 –200

### 3) Kontrol geser ponds



**Gambar 4.16 :** Analisis geser ponds

$$P_{maks} = 168.05 \text{ t}$$

$$a = 900 \text{ mm}$$

$$r = \text{jarak antar tiang} / 2 = 1800 / 2 = 900 \text{ mm}$$

$$hp = 1500 \text{ mm}$$

$$ht = 2000 \text{ mm}$$

$$Lt = 4400 \text{ mm}$$

Tebal bidang kritis geser ponds (h)

$$\begin{aligned} h &= hp + ((r+a) / Lt) \times (ht-hp) \\ &= 1500 + ((900+900) / 4400) \times (2000 - 1500) \\ &= 1704.5 \text{ mm} \end{aligned}$$



Tebal efektif bidang kritis geser pons

$$d = h - d' = 1704.5 - 80 = 1624.5 \text{ mm}$$

Panjang total bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} L &= (2 \times (r+a)) + ((\pi/2) \times r) \\ &= (2 \times (900 + 900)) + ((\pi / 2) \times 900) \\ &= 5013.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas bidang kritis geser pons

$$A_v = L_v \times h = 5013.7 \times 1704.5 = 8.54 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Gaya geser pons

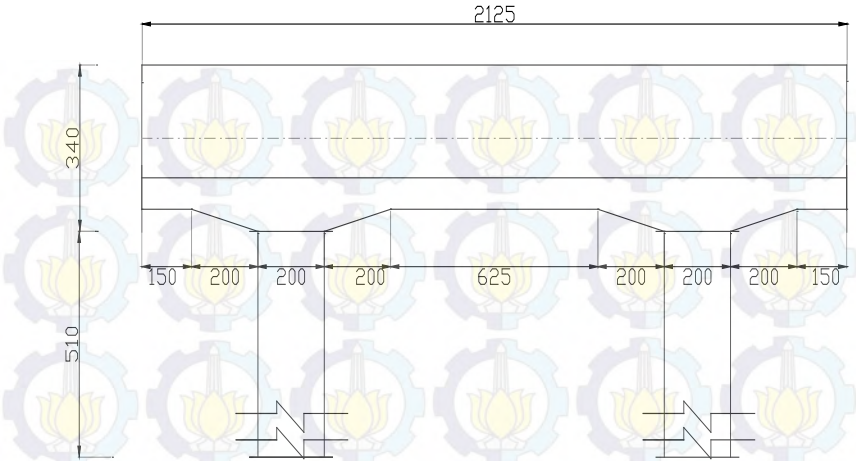
$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.6 \times A_v \times 0.3 \times \sqrt{f_c'} \\ &= 0.6 \times 8.54 \times 10^6 \times 0.3 \times \sqrt{29.05} \\ &= 8.29 \times 10^6 \text{ N} \approx 828.52 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\phi P_n > P_{max}$$

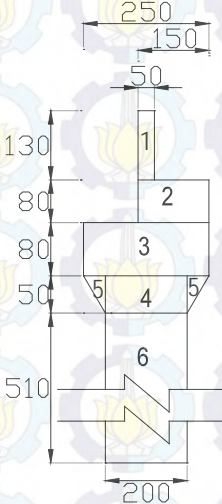
$$828.52 \text{ ton} > 168.05 \text{ ton (OK)}$$

#### 4.3 Perencanaan Pilar Dengan Alternatif Tipe Pilar Ganda Dengan *Pilecap* Terpisah

Perencanaan pilar dengan alternatif pilar ganda dengan *pilecap* terpisah meliputi: pembebanan bangunan atas, pembebanan bangunan bawah, kombinasi pembebanan dan penulangan pilar. Tata cara yang digunakan dalam pembebanan mengacu pada RSNI T02-2005, pada beban gempa menggunakan SNI 2833-2008.



**Gambar 4.17 :** Potongan pilar arah melintang *overpass*



**Gambar 4.18 :** Potongan pilar arah memanjang *overpass*

### 4.3.1 Pembebanan

Perhitungan pembebanan pada tipe pilar ganda dengan pilecap terpisah prinsipnya sama dengan pembebanan pada tipe pilar tunggal. Pembebanan akan di tabelkan pada tabel 4.14 sebagai berikut :

**Tabel 4.14** Rekapitulasi Beban Kerja Pada Tipe Pilar Ganda Dengan Pilecap Terpisah Untuk Setengah Bentang

No	Uraian	P	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>
		(ton)	(ton)	(ton)
1	Berat Sendiri struktur atas (40m)	797.26		
2	Berat Sendiri struktur atas (50m)	1453.99		
3	Beban mati tambahan (40m)	90.85		
4	Beban mati tambahan (50m)	113.56		
5	Beban sendiri pilar	1107.42		
6	Beban Lajur “D” (40m)	341.40		
7	Beban Lajur “D” (50m)	381.45		
8	Gaya Rem (40m)			30
9	Gaya Rem (50m)			36
10	Beban Tumbukan		9.85	
11	Gaya Gesek (40m)			133.22
12	Gaya Gesek (50m)			235.13
13	Beban Angin Bangunan Atas (40m)		17.64	
14	Beban Angin Bangunan Atas (50m)		22.05	
15	Beban Angin Bangunan Bawah (Pilar)		3.12	3.12
16	Beban Gempa Bangunan Atas (40m)		407.97	407.97
17	Beban Gempa Bangunan Atas (50m)		720.09	720.09
18	Beban Gempa Bangunan Bawah (Pilar)		143.24	143.24

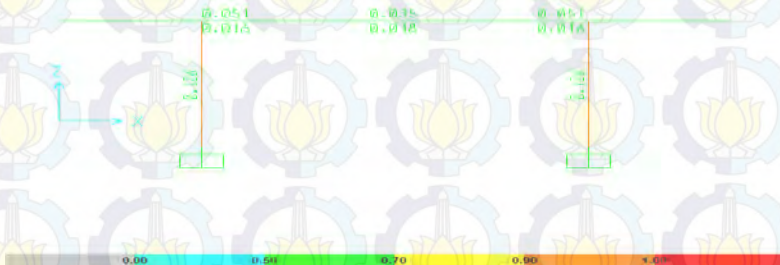
Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

#### 4.3.2 Pemodelan pilar tipe ganda dengan pilecap terpisah

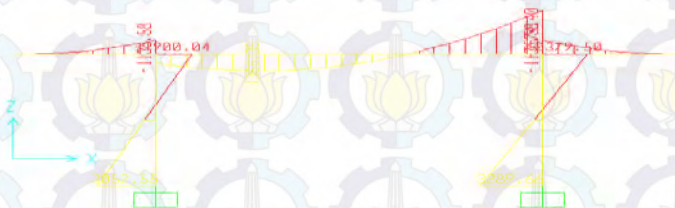
Pemodelan tipe pilar ganda dengan pilecap terpisah digunakan untuk mencari gaya dan momen pada struktur pilar dengan menginput beban-beban pada tabel 4.14: Rekapitulasi beban kerja yang sebelumnya telah dihitung. Pemodelan pilar ini menggunakan program bantu SAP 2000 Versi 14.0.0.



**Gambar 4.19 : Pemodelan Pilar**



**Gambar 4.20:** Hasil *Ceck Of Structure* Pada SAP



**Gambar 4.21 : Hasil Momen M3-3 Pada SAP**



### 4.3.3 Kombinasi beban

Kombinasi beban yang digunakan pada program bantu SAP 2000 versi 14.0.0 dalam perencanaan pilar dengan alternatif pilar ganda dengan pilecap terpisah menurut SNI T02-2005 adalah sebagai berikut :

1. Kombinasi 1 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur "D"
2. Kombinasi 2 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur "D" + Gaya Rem + Gaya Gesek
3. Kombinasi 3 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur "D" + Gaya Rem + Beban Angin
4. Kombinasi 4 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur "D" + Beban Angin
5. Kombinasi 5 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Gempa X + 0.3 Beban Gempa Y
6. Kombinasi 6 : Beban Mati + Beban mati tambahan + 0.3 Beban Gempa X + Beban Gempa Y

Dari Kombinasi beban pada pangkal pilar yang telah dianalisa dengan program bantu didapatkan hasil seperti yang disajikan pada tabel berikut :

**Tabel 4.15** : Kombinasi Pembebanan Tipe Pilar Ganda Dengan Pilecap Terpisah Pada Pangkal Pilar

No	Kombi nasi	fx	fy	fz	Mx	My
		ton	ton	ton	tm	tm
Joint 1						
1	Komb 1	53.1	0	1211.7	-76.1	75.4
2	Komb 2	53.0	-21.3	1211.6	75.1	75.9
3	Komb 3	35.3	0.2	1208.1	-84.7	17.2
4	Komb 4	35.3	-5.6	1208.2	-55.4	16.8
5	Komb 5	-601.0	-189.7	840.3	1146.6	-2581.0
6	Komb 6	-150.2	-635.4	994.2	3884.3	-731.7

Joint 2						
1	Komb 1	-53.1	0	1211.6	-76.1	-75.3
2	Komb 2	-53.0	-34.5	1211.7	146.9	-75.1
3	Komb 3	-65.3	-13.0	1215.1	-14.1	-126.2
4	Komb 4	-65.3	-5.6	1215.0	-56.5	-126.6
5	Komb 5	-670.3	-191.7	1280.0	1064.0	-2630.2
6	Komb 6	-231.2	-636.0	1126.1	3859.5	-831.7

Sumber : Hasil Analisa SAP 2000

Dengan adanya ketebalan dan dimensi *pile cap* maka gaya yang akan dibebankan pada tiang pondasi bertambah, *joint* yang digunakan adalah *joint* yang terbesar yakni *joint* 2 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 F_z^+ &= 397.8 \text{ ton} \\
 M_x^+ &= f_y \times \text{tebal pile cap} \\
 M_y^+ &= f_x \times \text{tebal pile cap}
 \end{aligned}$$

Momen Tambahan akibat adanya *pile cap* :

**Tabel 4.16** : Momen Tambahan

Kombinasi	Fx (ton)	Fy (ton)	e (m)	Mx+ (tm)	My+ (tm)
Komb 1	-53.1	0	2.00	0	-106.3
Komb 2	-53.0	-34.5	2.00	-68.9	-106.0
Komb 3	-65.3	-13.0	2.00	-26.1	-130.6
Komb 4	-65.3	-5.6	2.00	-11.3	-130.6
Komb 5	-670.3	-191.7	2.00	-383.4	-1340.7
Komb 6	-231.2	-636.0	2.00	-1271.9	-462.4

Sumber : Hasil Analisa SAP 2000

Reaksi Pilar pada titik pusat untuk *joint 2* :

**Tabel 4.17** : Reaksi pilar terpusat pada titik tengah di dasar *pile cap*

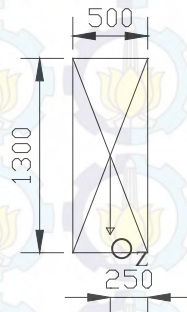
No	Kombi nasi	fx	fy	fz	Mx	My
		ton	ton	ton	tm	tm
1	Komb 1	-53.1	0	1687.2	-76	-181.6
2	Komb 2	-53.0	-34.5	1687.3	77.9	-181.1
3	Komb 3	-65.3	-13.0	1690.7	-40.2	-256.7
4	Komb 4	-65.3	-5.6	1690.7	-67.8	-257.1
5	Komb 5	-670.3	-191.7	1755.7	680.6	-3970.9
6	Komb 6	-231.2	-636.0	1601.8	2587.6	-1294.2

Sumber : Hasil Analisa SAP 2000

#### 4.3.4 Penulangan pada pilar ganda dengan pilecap terpisah

Untuk menahan gaya dalam pada pilar ganda dengan pilecap terpisah yang terjadi akibat beban-beban dari struktur atas maka akan didesain penulangan pada pilar sebagai berikut :

A. Penulangan back wall



**Gambar 4.22** : Beban –beban yang menimbulkan momen nominal dan jarak terhadap titik Z

Pembebanan:

$$Wl = 1.3 \times 0.5 \times 2.4 = 1.56 \text{ t}$$

$$L = 0.25 \text{ m}$$

Momen :

$$M = 1.56 \times 0.25 = 0.39 \text{ tm}$$

Penulangan

- Tulangan Utama :

$$Mu = 1.3 \times 0.39 = 0.507 \text{ tm}$$

$$f'c = 29.05 \text{ MPa}$$

$$fy = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

ditinjau tiap 1m lebar = 1000 mm

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times f'c \times \beta_1 \left( \frac{600}{600 + fy} \right)}{fy} \\ &= \frac{0.85 \times 29.05 \times 0.85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} \\ &= 0.0315 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0315 \\ &= 0.0236 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D19 dengan  $d' = 40 \text{ mm}$ .

$$\begin{aligned} d &= h - d' - D \text{ tulangan}/2 \\ &= 500 - 40 - 19/2 = 450.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{0.507 \times 10^6}{0.8 \times 1000 \times 450.5^2} = 0.0031$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 29.05} = 16.2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{16.2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.2 \times 0.0031}{400}} \right) \\ &= 0.0000078 \end{aligned}$$

Cek  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0.0035 > 0.0000078 < 0.0236$ , maka  $\rho$  dipakai  $\rho_{\min} = 0.0035$



Kebutuhan tulangan :

$$A_s = \rho_{bd} = 0.0035 \times 1000 \times 450.5 = 1576.75 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan : D19 – 175

$$A_s \text{ terpasang} = 1620.2 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Bagi

$$A_{st} = 20\% \times A_s \text{ perlu} = 0.2 \times 1576.75 = 315.35 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan : D19 – 200

$$A_s \text{ terpasang} = 359.9 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Geser

$$T_u = 1128.1 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \phi T_c &= \phi \times 1/6 \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d \\ &= 0.8 \times 1/6 \times (\sqrt{29.05}) \times 1000 \times 450.5 \times 10^{-3} \\ &= 323.75 \text{ kN} \approx 32.37 \text{ ton} \end{aligned}$$

$T_u > \phi T_c$  (perlu tulangan geser)

$$\text{Gaya geser yang ditahan tulangan geser} = 1095.7 \text{ ton}$$

Kebutuhan tulangan :

Diameter tulangan yang digunakan = D13,

$$A_v = 796.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = A_v \times f_y \times d / V_s = 130.9 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan : D13 - 100

#### D. Penulangan pier head

Dari hasil analisa SAP diperoleh momen maksimum :

- Tulangan utama arah x

$$M_u = 2802.9 \text{ tm}$$

$$f_c' = 29.05 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 2500 \text{ mm}$$

$$h = 2100 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 29.05 \times 0.85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0315 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0.75 \times 0.0315 \\
 &= 0.0236
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D32 dengan  $d' = 40$  mm.

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' - D \text{ tulangan}/2 \\
 &= 2100 - 40 - 32/2 \\
 &= 2044 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{2802.9 \times 10^6}{0.8 \times 2500 \times 2044^2} \\
 &= 0.335
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 29.05} = 16.2$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{16.2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.2 \times 0.335}{400}} \right) \\
 &= 0.00084
 \end{aligned}$$

Cek  $\rho < \rho_{\text{min}} = 0.00084 < 0.0035$ , maka  $\rho$  min dipakai = 0.0035

$$A_s = \rho b d = 0.0035 \times 2500 \times 2044 = 17885 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang tulangan : 24D32} \quad A_s = 18498 \text{ mm}^2$$

Untuk menjamin daktilitas struktur, rasio tulangan tekan diambil,  $\rho' = 0.5 \rho$

$$\rho' = 0.5 \times 0.0035 = 0.00175$$

$$A_s \text{ tekan} = \rho' b d = 0.00175 \times 2500 \times 2044 = 8942.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang tulangan : 12D32 ; } A_s \text{ terpasang} = 9651 \text{ mm}^2$$

- Tulangan utama arah y :

$$M_u = 217.58 \text{ tm}$$

$$f'_c = 29.05 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 2100 \text{ mm}$$

ditinjau tiap 1m lebar = 1000 mm

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{\frac{0.85 \times 29.05 \times 0.85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400}} \\ &= 0.0315 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0315 \\ &= 0.0236 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D32 dengan  $d' = 40 \text{ mm}$ .

$$\begin{aligned} d &= h - d' - D_{\text{tulangan}}/2 \\ &= 2100 - 40 - 32/2 \\ &= 2044 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{217.58 \times 10^6}{0.8 \times 1000 \times 2044^2} \\ &= 0.065 \end{aligned}$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 29.05} = 16.2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{16.2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.2 \times 0.065}{400}} \right) \\ &= 0.00016 \end{aligned}$$

Cek  $\rho < \rho_{\min} = 0.00016 < 0.0035$ , maka  $\rho_{\min}$  dipakai = 0.0035

$$A_s = \rho_{bd} = 0.0035 \times 1000 \times 2044 = 7154 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan : D32 – 100

$$A_s \text{ terpasang} = 8042.5 \text{ mm}^2$$

### - Tulangan Geser

$$T_u = 997.7 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}\phi T_c &= \phi \times 1/6 \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d \\ &= 0.8 \times 1/6 \times (\sqrt{29.05}) \times 1000 \times 2044 \times 10^{-3} \\ &= 1470.3 \text{ kN} \approx 147.03 \text{ ton}\end{aligned}$$

$T_u > \phi T_c$  (perlu tulangan geser)

$$\text{Gaya geser yang ditahan tulangan (Vs)} = 850.67 \text{ ton}$$

Kebutuhan tulangan :

Diameter tulangan yang digunakan = D25,

$$A_v = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = A_v \times f_y \times d / V_s = 471.79 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan : D25 - 400

### E. Penulangan kolom pilar

Dari hasil analisa SAP diperoleh gaya dan momen maksimum pada kombinasi 5 dengan faktor:

$$P = 1331.4 \text{ ton}$$

$$M_x = 2167.7 \text{ tm}$$

$$M_y = 957.3 \text{ tm}$$

Penulangan :

- Tinjauan beban sentris dalam keadaan balance terhadap  $M_x$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$f_c' = 29.05 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$s_b = 40 \text{ mm}$$

$$D_{tul} = 32 \text{ mm}$$

$$d' = s_b + D_{tul}/2 = 56 \text{ mm}$$

$$d = h - s_b - D_{tul}/2$$

$$= 2000 - 40 - 32/2$$

$$= 1944 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned}
 c_b &= d \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \\
 &= 1944 \times \frac{0.003}{0.003 + \frac{400}{200000}} \\
 &= 1166.4 \text{ mm} \\
 \varepsilon_s' &= 0.003 \times \frac{cb-d'}{cb} < \frac{f_y}{E_s} \\
 &= 0.003 \times \frac{1166.4-56}{1166.4} < \frac{400}{200000} \\
 &= 0.0029 > 0.002 ; \text{digunakan terkecil} \\
 f'_s &= E_s \times \varepsilon_s' \\
 &= 200000 \times 0.002 \\
 &= 400 \\
 \beta_1 &= 0.85 \\
 a_b &= \beta_1 \times c_b \\
 &= 0.85 \times 1166.4 \\
 &= 991.44 \text{ mm} \\
 P_{nb} &= 0.85 f'_c \times b \times a_b + A'_s \times f'_s - A_s \times f_y \\
 &\quad A_s = A'_s \\
 &\quad f_y = f'_s, \text{ maka persamaan } P_{nb} \text{ menjadi :} \\
 P_{nb} &= 0.85 \times f'_c \times b \times a_b \\
 &= 0.85 \times 29.05 \times 2000 \times 991.44 \\
 &= 48962264.4 \text{ N} \approx 4896.2 \text{ t} \\
 P_{nb} &> P \\
 4896.2 \text{ t} &> 1331.4 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Karena  $P_{nb}$  lebih besar daripada  $P$  yang terjadi maka dicoba penulangan  $A_s$  minimum.

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035 \\
 A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\
 &= 0.0035 \times 2000 \times 1944 \\
 &= 13608 \text{ mm}^2 \\
 A_s &= A'_s \\
 M_{nb} &= P_{nb} \times e_b
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= 0.85 \times f'_c \times b \times a_b \times \left(y - \frac{a_b}{2}\right) + A'_s \\
 &\quad \times f'_s \times (y - d') + A_s \times f_y \times (d - y) \\
 &= 0.85 \times 29.05 \times 2000 \times 991.44 \times \\
 &\quad \left(1000 - \frac{991.44}{2}\right) + 13608 \times 400 \times \\
 &\quad (1000 - 56) + 13608 \times 400 \times \\
 &\quad (1944 - 1000) \\
 &= 3.49 \times 10^{10} \text{ Nmm} \\
 &= 3496.7 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Kapasitas  $M_{nb}$  terhadap  $M_u$  pada tiang

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &> M_u \\
 3496.7 \text{ Tm} &> 2167.7 \text{ Tm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Karena arah  $x = y$  sama maka masing-masing arah

Dipasang tulangan: 18D32

$$\text{As terpasang} = 13672.21 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Geser

$$P_u = 1331.4 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 2167.7 \text{ tm}$$

$$T_{ux} = 713.1 \text{ ton}$$

Gaya Geser akibat momen :

$$V_u = M_u / L = 2167.7 / 5.1 = 425.03 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 V_c \text{ max} &= 0.2 \times f_c \times b \times d \times 10^{-3} \\
 &= 0.2 \times 29.05 \times 2000 \times 1944 \times 10^{-3} \\
 &= 22589.28 \text{ kN} \approx 2258.93 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c \text{ max} = 0.6 \times 2258.93 = 1355.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \text{ max} > T_{ux} \text{ (ok)}$$

$$\beta_1 = 1.1, \beta_2 = 1, \beta_3 = 1$$

$$\begin{aligned}
 V_{uc} &= \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times (A_s \times f_c / (b \times d))^{1/3} \times \\
 &\quad 10^{-3} \\
 &= 1.1 \times 1 \times 1 \times 2000 \times 1944 \times (13672.21 \times 29.05 \\
 &\quad / (2000 \times 1944))^{1/3} \times 10^{-3} \\
 &= 1999.27 \text{ kN} \approx 199.93 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.6 \times V_{ux} + 0.6 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= 0.6 \times 199.93 + 0.6 \times \sqrt{29.05} \times 2000 \times 1944 \\ &= 1257.35 \text{ ton}\end{aligned}$$

$\phi V_c > V_u$  ( hanya perlu tul. Geser minimum)

Dipasang tulangan : D25 – 300

#### 4.3.5 Perencanaan pondasi pilar dengan alternatif pilar ganda dengan pilecap terpisah

Pada perencanaan pondasi, kombinasi yang digunakan adalah kombinasi tanpa faktor yang terbesar. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang.

##### A. Perhitungan daya dukung aksial ijin tiang pancang

###### 1) Berdasarkan kekuatan bahan

Dari Spesifikasi *Wika Pile Classification* direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 60 cm
- Tebal : 10 cm
- Kelas : A1
- Concrete cross section : 1571 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m
- Panjang : 12 m
- *Allowable axial Load* : 252.7 ton
- *Bending moment crack* : 17 ton.m
- *Bending moment ultimate* : 25.5 ton.m

###### 2) Berdasarkan kekuatan tanah

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan satu tiang pancang yang berdiameter 0,60m dan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor BH-2. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan persamaan Luciano Decourt (1996) sebagai berikut :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \times A_p = \alpha \times N_p \times K \times A_p$$

$$Q_s = q_s \times A_s = \beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s$$

Dimana :

$Q_L$  = Daya dukung tanah maximum pada pondasi

$Q_p$  = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

$Q_s$  = *Resistance ultimate* akibat lekatan lateral

$N_p$  = Harga rata-rata SPT disekitar 4D diatas hingga 4D dibawah dasar tiang pondasi (D = diameter pondasi)

K = Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi (untuk tanah lempung berlanau = 20 t/m<sup>2</sup>)

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang

$N_s$  = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan :  $3 \leq N \leq 50$ , khusus untuk aspek *friction*.

$A_s$  = Keliling x panjang tiang yang tertanam (luas selimut tiang)

$\alpha$  = *base coefficient* (dari tabel 2.18 = 1.0)

$\beta$  = *shaft coefficient* ( dari tabel 2.19 = 1.0)

Untuk N SPT, karena tanah berada di bawah MAT (lihat profil tanah) maka menurut Terzaghi dan Peck, N SPT tersebut harus dikoreksi terhadap muka air tanah. Untuk tanah lempung atau pasir berlanau menjadi :

$$N' = 15 + 0.5 (N-15)$$

Untuk kedalaman 33m :

$$N_p = 4D = 4(0.6) = 2.4 \text{ m di atas dan dibawah tiang}$$

$$= \frac{N_{30.6} + N_{33} + N_{35.4}}{3} = \frac{18.5 + 32.5 + 32.5}{3} = 27.833$$



$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 0.6^2 = 0.283 \text{ m}^2$$

$$N_s = \frac{N_{15} + N_{18} + N_{21} + N_{24} + N_{27} + N_{30} + N_{33}}{7} \\ = \frac{3 + 3 + 4 + 12 + 14 + 18.5 + 32.5}{7} = 11.63$$

$$A_s = \pi B D = \pi \times 0.6 \times 33 = 62.204 \text{ m}^2$$

$$Q_p = \alpha \times N_p \times K \times A_p \\ = 1 \times 27.833 \times 20 \times 0.283 = 157.39 \text{ ton}$$

$$Q_s = \beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s \\ = 1.0 \times \left( \frac{11.63}{3} + 1 \right) \times 62.204 \\ = 303.38 \text{ ton}$$

$$Q_D = Q_p + Q_s \\ = 157.39 + 303.38 \\ = 460.77 \text{ ton}$$

$$Q_L = \frac{Q_D}{SF} = \frac{460.77}{3} = 153.59 \text{ ton}$$

Perhitungan daya dukung tanah pada kedalaman yang lain dengan metode Luciano Decourt dilampirkan pada lampiran.

Dari hasil perhitungan daya dukung tanah, direncanakan pondasi tiang pancang pada kedalaman 33m dengan  $Q_L = 153.59 \text{ ton}$ .

#### B. Perhitungan efisiensi tiang pancang

Untuk perhitungan daya dukung tiang kelompok pada kedalaman yang direncanakan yakni pada 33 m, direncanakan jumlah tiang 20 buah dengan konfigurasi dan koefisien efisiensi tiang kelompok yang dihitung dengan persamaan :

$$E_k = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n}$$

Dimana :

$E_k$  = Effiseinsi grup tiang

$\theta$  = arc tan  $d/s$  ( $^\circ$ )

$n$  = banyak tiang dalam baris = 4

$m$  = banyak tiang dalam kolom = 5

$d$  = diameter tiang = 0.6 m

$s$  = jarak antar tiang =  $4.67D = 4.67(0.6) = 2.8$  m

$$E_k = 1 - \arctan\left(\frac{0.6}{2.8}\right) \times \frac{(4-1)5 + (5-1)4}{90 \times 5 \times 4}$$

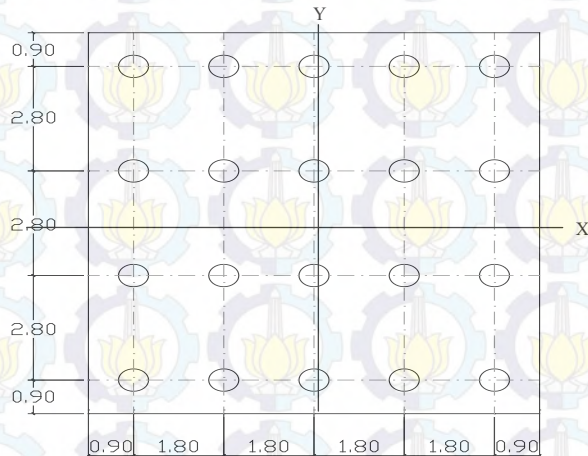
$$= 0.7805$$

$$Q_{ijin} = Q_d \times E_k$$

$$= 153.59 \times 0.805$$

$$= 123.7 \text{ ton}$$

Jumlah tiang pancang 20 buah dengan rencana pemasangan 4 baris 5 lajur seperti pada gambar berikut :



**Gambar 4.23 : Konfigurasi Tiang Pancang**

### C. Perhitungan beban vertikal ekivalen ( $p_v$ )

$$P_v = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{\max}}{\sum X^2}$$

Dari kombinasi 5 tanpa faktor beban diperoleh :

$$P = 1601.76 \text{ t}$$

$$M_x = 2587.69 \text{ tm}$$

$$M_y = 1294.16 \text{ tm}$$

$$\sum X^2 = (10 \times 1.5^2) + (10 \times 4.5^2) = 225.0 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = (8 \times 2.1^2) + (8 \times 4.2^2) = 176.4 \text{ m}^2$$

Dengan menggunakan persamaan beban vertikal ekivalen ( $P_v$ ) didapat gaya maksimum dan gaya minimum sebagai berikut :

- Gaya maksimum terjadi pada tiang pancang Gaya maksimum terjadi pada tiang pancang :

$$P_v \text{ maks} = \frac{1601.76}{20} + \frac{1294.16 \times 4.5}{225} + \frac{2587.69 \times 4.2}{176.4}$$

$$= 167.58 \text{ ton}$$

- Gaya minimum terjadi pada tiang pancang :

$$P_v \text{ min} = \frac{1601.76}{20} - \frac{1294.16 \times 4.5}{225} - \frac{2587.69 \times 4.2}{176.4}$$

$$= -7.40 \text{ ton}$$

### D. Perhitungan daya dukung lateral ijin tiang pancang

Perhitungan daya dukung lateral ijin tiang pancang digunakan metode B.Broms. Pada tugas akhir ini, digunakan tiang dengan kepala tertahan pada tanah kohesif.

$$M_U = 25.5 \text{ ton.m}$$

$$C_u = 0.072 \text{ kg/cm}^2 = 0.72 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 33 \text{ m}$$

$$D = 0.6 \text{ m}$$

Menentukan tiang panjang, menengah, atau pendek :

$$\begin{aligned} L_1 &= \left[ \frac{Mu}{4.5 \times Cu \times D} + 2.25 D^2 \right]^{1/2} \\ &= \left[ \frac{25.5}{4.5 \times 0.72 \times 0.6} + 2.25 (0.6)^2 \right]^{1/2} \\ &= 3.73 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L &> L_1 \\ 33 \text{ m} &> 3.73 \text{ m} \end{aligned}$$

Cek :

$$L_2 = 1.5 D + f_2 + g_2$$

$$\begin{aligned} f_2 &= -(1.5 D) + \left[ (1.5 \times D)^2 + \frac{Mu}{2.25 \times Cu \times D} \right]^{1/2} \\ &= -(1.5(0.6)) + \left[ (1.5 \times 0.6)^2 + \frac{25.5}{2.25 \times 0.72 \times 0.6} \right]^{1/2} \\ &= 4.3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} g_2 &= \left[ \frac{Mu}{2.25 \times Cu \times D} \right]^{1/2} \\ &= \left[ \frac{25.5}{2.25 \times 0.72 \times 0.6} \right]^{1/2} \\ &= 5.12 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi :

$$\begin{aligned} L_2 &= 1.5 D + f_2 + g_2 \\ &= (1.5 \times 0.6) + 4.3 + 5.12 \\ &= 10.32 \text{ m} \end{aligned}$$

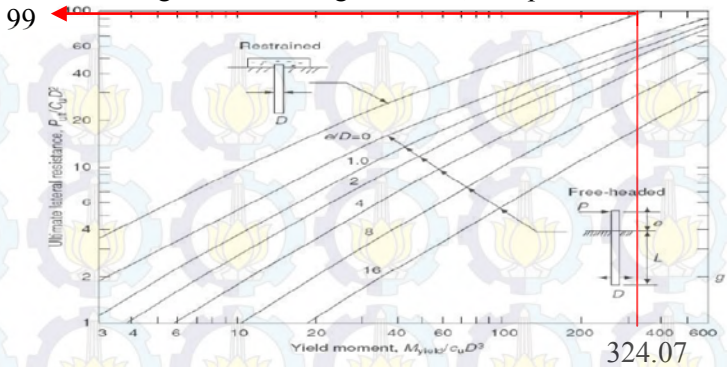
$$L > L_2$$

Karena  $L > L_2$  , maka tiang diklasifikasikan sebagai tiang panjang.

$$\left[ \frac{2 \times Mu}{Cu \times D^3} \right] = \left[ \frac{2 \times 25.2}{0.72 \times (0.6)^3} \right] = 324.07$$



Untuk tiang tertahan dari grafik 2.15, didapat :



**Gambar 4.24** : ketahanan lateral ultimate untuk tiang panjang dalam tanah kohesif

$$\frac{Q_L}{C_u \cdot D^2} = 99$$

$$Q_L = 99 \times 0.72 \times (0.6)^2 = 25.66 \text{ ton}$$

E. Perhitungan defleksi tiang

Untuk kondisi II dimana tiang pancang dengan pilecap kaku menempel diatas permukaan tanah.

1) Menghitung faktor kekakuan relatif

Dipergunakan rumus

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Dimana :

E = Modulus elastisitas tiang

$$= 4700 \times \sqrt{f'c}$$

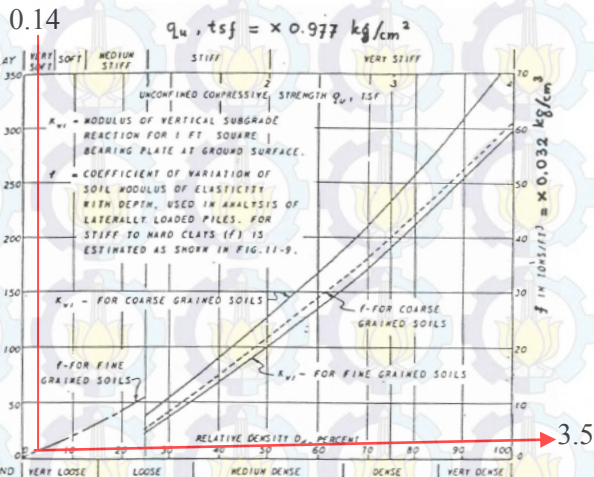
$$= 4700 \times \sqrt{50}$$

$$= 33234.02 \text{ MPa} = 332340.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 I &= \text{Inersia penampang pile} \\
 &= (1/64) \times \pi \times (D^4 - d^4) \\
 &= (1/64 \times \pi \times (60^4 - 40^4)) \\
 &= 510250 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Mencari nilai  $f$ :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 2 \times C_u \\
 &= 2 \times 0.072 \\
 &= 0.144 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 0.14 \text{ t/ft}^2
 \end{aligned}$$



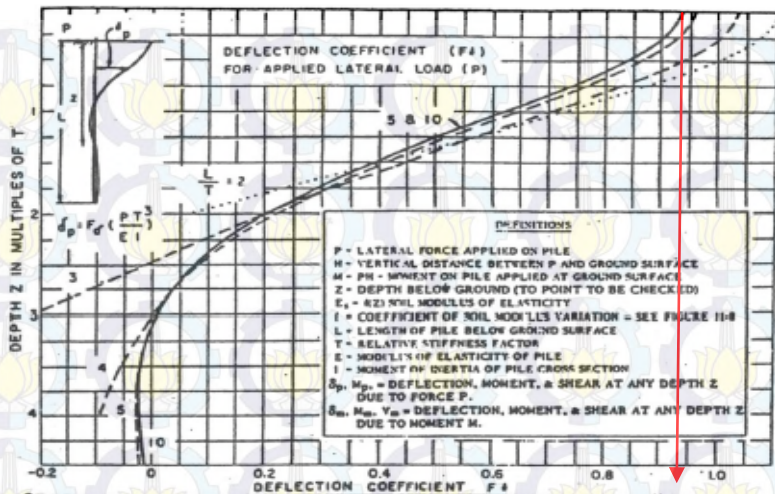
**Gambar 4.25** : koefisien variasi ( $f$ )

Dari gambar 4.25 diperoleh nilai  $f = 3.5 \text{ t/ft}^2 = 0.112 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 T &= \left( \frac{(2.1 \times 10^5) \times 510250}{0.112} \right)^{\frac{1}{5}} \\
 &= 272.91 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$Z = \frac{L}{T} = \frac{3300}{272.91} = 12.09$$

## 2) Perhitungan defleksi tiang



**Gambar 4.26** : koefisien defleksi ( $F\delta$ ) 0.94

Dari gambar 4.26 untuk nilai  $L/T = 12.09$  pada kedalaman 0m diperoleh nilai  $F\delta = 0.94$ .

Dengan gaya geser terbesar ( $P$ ) total = 720.09 ton, dengan  $n = 40$  hasil dari 2 pilecap pada masing-masing kolom pilar, maka gaya geser maksimum pada satu tiang =

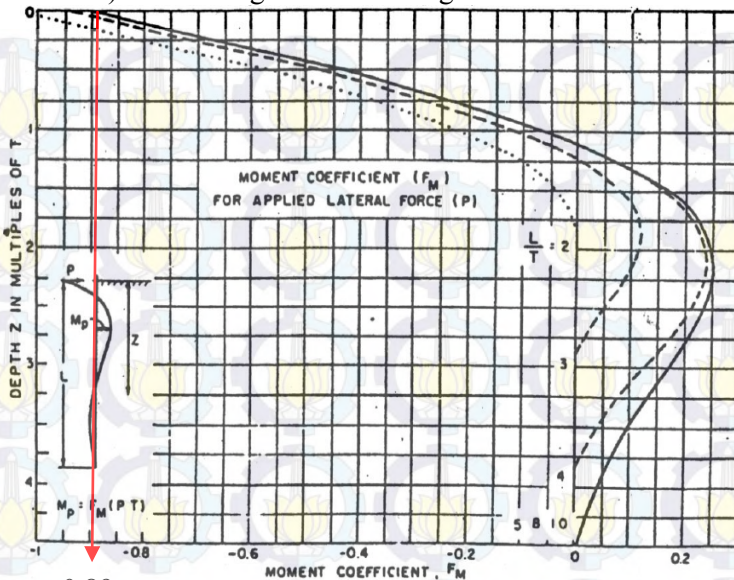
$$P = \frac{P_{\text{total}}}{n} = \frac{720.09}{40} = 18 \text{ ton} = 18002.25 \text{ kg}$$

Defleksi pada satu tiang :

$$\begin{aligned} \delta_p &= F\delta \left( \frac{PT^3}{EI} \right) < 2.54 \text{ cm} \\ &= 0.94 \times \left( \frac{(18002.25 \times 272.91^3)}{(332340.2) \times 510250} \right) < 2.54 \text{ cm} \\ &= 2.03 \text{ cm} < 2.54 \text{ cm} \dots (\text{OK}) \end{aligned}$$



## 3) Perhitungan momen tiang



0.89 **Gambar 4.27** : koefisien momen ( $F_M$ )

Dari gambar 4.27 untuk nilai  $L/T = 12.09$  pada kedalaman  $0m$  diperoleh nilai  $F_M = 0.89$

Dengan  $P$  1 tiang =  $18002.25 \text{ kg}$ , maka momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 M_P &= F_M(P.T) &< M_{\text{crack}} \\
 &= 0.9 (18002.25 \times 272.91) &< M_{\text{crack}} \\
 &= 437256.47 \text{ kgcm} &< 19.00 \text{ tm} \\
 &= 4.37 \text{ tm} &< 19.00 \text{ tm (OK)}
 \end{aligned}$$

## F. Kontrol kekuatan tiang pancang

Setelah memperoleh nilai  $P$  maks yang terjadi maka dilakukan kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya aksial dan gaya lateral.



## 1) Kontrol terhadap gaya aksial

Daya dukung aksial ditinjau berdasarkan kekuatan bahan yang digunakan dan berdasarkan daya dukung tanah.

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan terhadap gaya aksial untuk tiang pancang Ø60cm adalah 252.7 ton sedangkan beban P maksimal yang diterima tiang adalah sebesar 167.58 ton sehingga :

$$P_{ijin} > P_{maks}$$

$$252.7 \text{ ton} > 167.58 \text{ ton} \dots (\text{OK})$$

- Berdasarkan daya dukung tanah

Dari analisa perhitungan daya dukung tanah dengan persamaan luciano decourt didapat daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang Ø60cm dengan kedalaman 33m diperoleh  $Q_{all-ijin} = 123.70 \text{ ton}$ . sedangkan beban  $P_{maks}$  yang diterima tiang adalah sebesar 167.58 ton. Pada Daya dukung ijin disyaratkan 10% lebih besar dari  $P_{maks}$ , sehingga :

$$P_{ijin} > P_{maks}$$

$$123.70 \times 1.5 > 167.58 \times 1.1$$

$$185.55 \text{ ton} > 184.34 \text{ ton} \dots (\text{OK})$$

## 3) Kontrol terhadap beban lateral

Gaya-gaya lateral diperoleh dari kombinasi pembebanan yang bekerja searah sumbu X dan Y, diperoleh beban lateral terbesar yakni  $T_x = 670.3 \text{ ton}$ . Sehingga beban lateral yang diterima 1 tiang :

$$Q_{maks} = \frac{670.3}{20} = 33.52 \text{ ton}$$

$$Q_{maks} < Q_L$$

$$33.52 \text{ ton} < 25.6 \times 1.5$$

$$33.52 \text{ on} < 38.4 \text{ ton} \dots (\text{OK})$$

### 4.3.6 Perencanaan pile cap

Direncanakan pile cap pada dasar pilar agar dapat meneruskan gaya-gaya yang terjadi pada pilar dapat tersalurkan pada pondasi tiang.

Dimensi Pilar :

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

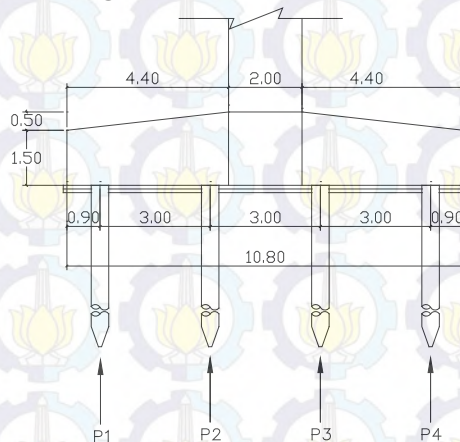
Dimensi *Pile cap* :

$$b = 10200 \text{ mm}$$

$$h = 10800 \text{ mm}$$

$$\text{tebal rencana} = 2000 \text{ mm}$$

#### 1) Perhitungan momen



**Gambar 4.28** : Analisis Gaya dan Momen Pada Pilecap

Perhitungan gaya reaksi tiang pancang :

$$\sum P1 = 529.86 \text{ ton}$$

$$\sum P2 = 443.58 \text{ ton}$$

$$\sum P3 = 357.30 \text{ ton}$$

$$\sum P4 = 271.02 \text{ ton}$$

Perhitungan momen pada pilecap :

$$\begin{aligned}\text{Momen} &= \sum P1.X1 + \sum P2.X2 - \frac{1}{2} q L^2 B \\ &= ((529.86 \times 3.5) + (443.58 \times 0.5)) - (\frac{1}{2} \times \\ &\quad 18.35 \times 4.40^2 \times 10.20) \\ &= 264.49 \text{ tm}\end{aligned}$$

Sehingga, momen yang digunakan untuk perencanaan penulangan pilecap adalah 264.49 tm.

## 2) Penulangan pilecap

$$f_c' = 29.05 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d' = 80 \text{ mm}$$

$$d = \text{tebal pilecap} - s_b - \text{bata} - \text{tul}/2$$

$$= 2000 - 80 - 150 - 32/2$$

$$= 1754 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{264.49}{0.8} = 330.61 \text{ tm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{0.8 \times b \times d^2} = \frac{330.61 \times 10^6}{0.8 \times 1000 \times 1754^2} = 0.134$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \rho_{\text{bal}} = 0.75 \left[ \frac{0.85 \beta_1 f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0.75 \left[ \frac{0.85 \times 0.85 \times 29.05}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right] \\ &= 0.0236\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 1.4/f_y = 1.4/400 \\ &= 0.0035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f_c}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 29.05}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.134}{0.85 \times 29.05}} \right) \\ &= 0.00037\end{aligned}$$

$\rho_{min} > \rho$ , maka pakai  $\rho = 0.0035$

$$A_s = \rho b d = 0.0035 \times 1000 \times 1754 = 6139 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D32 – 125

$$A_s \text{ terpasang} = 6434 \text{ mm}^2$$

- Tulangan pembagi

Untuk tulangan pembagi diambil 20% tulangan utama

$$A_s' = 20\% \times A_s = 0.2 \times 6139 = 1227.8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan = D 25 – 300

$$A_s \text{ terpasang} = 1636.2 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Geser

$$T_u = 670.3 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}\phi T_c &= \phi \times 1/6 \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d \\ &= 0.6 \times 1/6 \times (\sqrt{29.05}) \times 1000 \times 1754 \times 10^{-3} \\ &= 946.45 \text{ kN} \approx 94.64 \text{ ton}\end{aligned}$$

$T_u > \phi T_c$  (perlu tulangan geser)

Gaya geser yang ditahan tulangan geser = 575.66 ton

Kebutuhan tulangan :

Diameter tulangan yang digunakan = D25

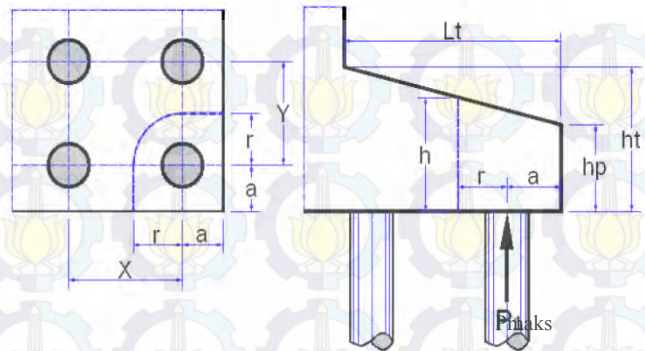
$$A_v = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = A_v \times f_y \times d / A_s = 598.26 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan : D25 – 500



## 3) Kontrol geser ponds

**Gambar 4.29** : Analisis geser ponds

$$P_{maks} = 167.58 \text{ t}$$

$$a = 900 \text{ mm}$$

$$r = \text{jarak antar tiang} / 2 = 1800 / 2 = 900 \text{ mm}$$

$$h_p = 1500 \text{ mm}$$

$$h_t = 2000 \text{ mm}$$

$$L_t = 4100 \text{ mm}$$

Tebal bidang kritis geser ponds (h)

$$\begin{aligned} h &= h_p + ((r+a) / L_t) \times (h_t - h_p) \\ &= 1500 + ((900+900) / 4100) \times (2000 - 1500) \\ &= 1719.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tebal efektif bidang kritis geser ponds

$$d = h - d' = 1719.5 - 80 = 1639.5 \text{ mm}$$

Panjang total bidang kritis geser ponds

$$\begin{aligned} L &= (2 \times (r+a)) + ((\pi/2) \times r) \\ &= (2 \times (900 + 900)) + ((\pi / 2) \times 900) \\ &= 5013.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas bidang kritis geser pons

$$A_v = L_v \times h = 5013.7 \times 1719.5 = 8.62 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Gaya geser pons

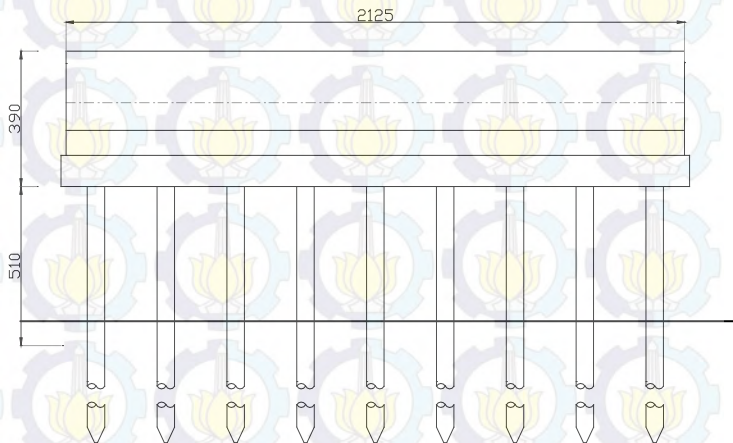
$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.6 \times A_v \times 0.3 \times \sqrt{f_c'} \\ &= 0.6 \times 8.62 \times 10^6 \times 0.3 \times \sqrt{29.05} \\ &= 8.36 \times 10^6 \text{ N} \approx 836.28 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\phi P_n > P_{\max}$$

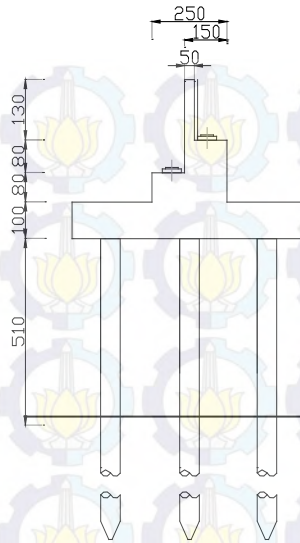
$$836.28 \text{ ton} > 167.58 \text{ ton (OK)}$$

#### 4.4 Perencanaan Pilar Dengan Alternatif Tipe Balok Cap Tiang Sederhana

Perencanaan pilar dengan alternatif tipe balok cap tiang sederhana meliputi: pembebanan bangunan atas, pembebanan bangunan bawah, kombinasi pembebanan dan penulangan. Tata cara yang digunakan dalam pembebanan mengacu pada RSNI T02-2005, pada beban gempa menggunakan SNI 2833-2008.



**Gambar 4.30 :** Potongan pilar arah melintang *overpass*



**Gambar 4.31** : Potongan pilar arah memanjang *overpass*

#### 4.4.1 Perhitungan titik jepit tiang

Dipergunakan rumus

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

Dimana :

E = Modulus elastisitas tiang

$$= 4700 \times \sqrt{f'c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{50}$$

$$= 33234.02 \text{ MPa}$$

I = Inersia penampang pile

$$= (1/64) \times \pi \times (D^2 - d^2) =$$

$$= (1/64 \times \pi \times (0.6^2 - 0.4^2)) = 0.016 \text{ m}^4$$

$n_h$  = koefisien variasi modulus Terzaghi. Untuk tanah yang terdiri dari lempung dan pasir maka nilai  $n_h$  diambil adalah  $5 \text{ MN/m}^3$ .

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{\frac{33234.02 \times 0.016}{5 \times 1000}} \\
 &= 0.639 \text{ m} \\
 Zf &= 1.8 T \\
 &= 1.8 \times 0.639 \\
 &= 1.15 \text{ m} \\
 e &= 5.1 \text{ m} \\
 Zf+e &= 1.15 + 5.1 = 6.25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.2 Pembebanan

Perhitungan pembebanan pada tipe balok cap tiang sederhana prinsipnya sama dengan pembebanan pada tipe balok cap tiang sederhana. Perhitungan pembebanan pada tipe balok cap tiang sederhana akan di tabelkan pada tabel 4.18 sebagai berikut :

**Tabel 4.18 :** Rekapitulasi Beban Kerja Pada Tipe Balok Cap Tiang Sederhana Untuk Setengah Bentang

No	Uraian	P	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>
		(ton)	(ton)	(ton)
1	Berat Sendiri struktur atas (40m)	797.26		
2	Berat Sendiri struktur atas (50m)	1453.99		
3	Beban mati tambahan (40m)	90.85		
4	Beban mati tambahan (50m)	113.56		
5	Beban sendiri bangunan bawah	609.45		
6	Beban Lajur “D” (40m)	341.40		
7	Beban Lajur “D” (50m)	381.45		
8	Gaya Rem (40m)			30
9	Gaya Rem (50m)			36
10	Beban Tumbukan		9.85	
11	Gaya Gesek (40m)			133.22

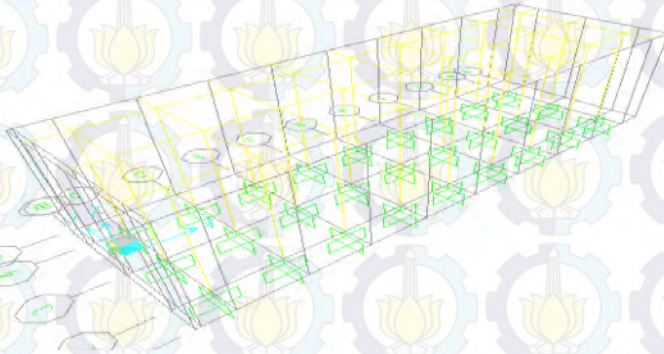


12	Gaya Gesek (50m)			235.13
13	Beban Angin Bangunan Atas (40m)		17.64	
14	Beban Angin Bangunan Atas (50m)		22.05	
15	Beban Angin Bangunan Bawah (Pilar)		2.21	0.66
16	Beban Gempa Bangunan Atas (40m)		134.89	124.54
17	Beban Gempa Bangunan Atas (50m)		238.08	219.82
18	Beban Gempa Bangunan Bawah		103.76	95.8

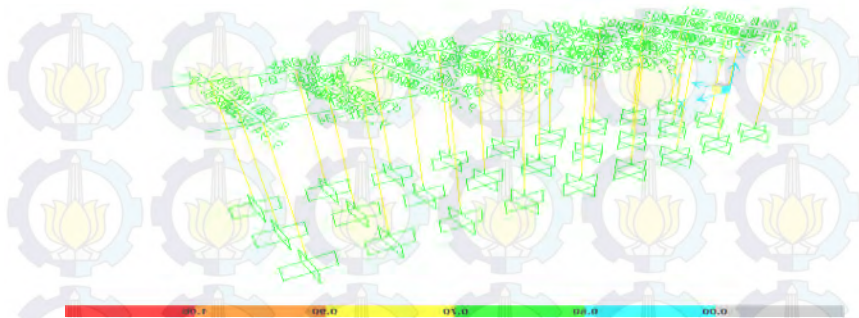
Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

#### 4.4.3 Pemodelan pilar tipe balok cap tiang sederhana

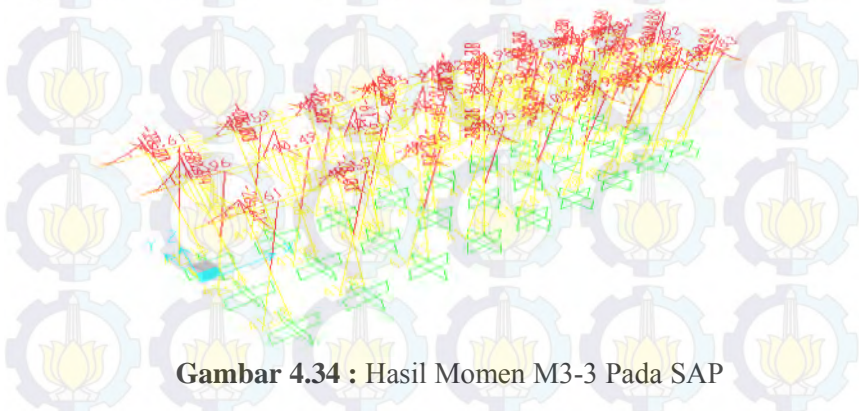
Pemodelan tipe balok cap tiang sederhana digunakan untuk mencari gaya dan momen pada struktur pilar dengan menginput beban-beban pada tabel 4.18: Rekapitulasi beban kerja yang sebelumnya telah dihitung. Pemodelan pilar ini menggunakan program bantu SAP 2000 Versi 14.0.0.



**Gambar 4.32 : Pemodelan Pilar**



**Gambar 4.33 : Hasil *Ceck Of Structure* Pada SAP**



**Gambar 4.34 : Hasil Momen M3-3 Pada SAP**

#### **4.4.4 Kombinasi beban**

Kombinasi beban yang digunakan pada program bantu SAP 2000 versi 14.0.0 dalam perencanaan pilar dengan alternatif tipe balok cap tiang sederhana menurut SNI T02-2005 adalah sebagai berikut :

1. Kombinasi 1 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur "D"
2. Kombinasi 2 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur "D" + Gaya Rem + Gaya Gesek

3. Kombinasi 3 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur “D” + Gaya Rem + Beban Angin
4. Kombinasi 4 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur “D” + Beban Angin
5. Kombinasi 5 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Gempa X + 0.3 Beban Gempa Y
6. Kombinasi 6 : Beban Mati + Beban mati tambahan + 0.3 Beban Gempa X + Beban Gempa Y

Dari Kombinasi beban yang telah dianalisa dengan program bantu didapatkan hasil gaya dan momen yang terbesar seperti yang disajikan pada tabel berikut :

**Tabel 4.19** : Kombinasi Pembebanan Tipe Balok Cap Tiang Sederhana

No	Kombi nasi	fx	fy	fz	Mx	My
		ton	ton	ton	tm	tm
1	Komb 1	-0.02	0.03	156.0	-0.16	-0.04
2	Komb 2	0.14	-1.03	156.0	0.40	-0.51
3	Komb 3	-0.45	-0.11	156.1	0.17	-0.69
4	Komb 4	-0.45	-0.11	156.1	0.17	-0.69
5	Komb 5	-1.3	-0.34	152.4	1.05	-3.94
6	Komb 6	-0.39	-1.15	152.3	3.51	-1.18

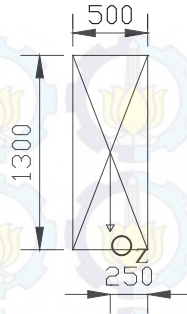
Sumber : Hasil Analisa SAP 2000

#### 4.4.5 Penulangan pada alternatif tipe balok cap tiang sederhana

Untuk menahan gaya dalam pada pilar ganda dengan pilecap terpisah yang terjadi akibat beban-beban dari struktur atas maka akan didesain penulangan pada pilar sebagai berikut :



### A. Penulangan back wall



**Gambar 4.35 :** Beban –beban yang menimbulkan momen nominal dan jarak terhadap titik Z

Pembebanan:

$$W1 = 1.3 \times 0.5 \times 2.4 = 1.56 \text{ t}$$

$$L = 0.25 \text{ m}$$

Momen :

$$M = 1.56 \times 0.25$$

$$= 0.39 \text{ tm}$$

Penulangan

- Tulangan Utama :

$$Mu = 1.3 \times 0.39 = 0.507 \text{ tm}$$

$$f'_c = 29.05 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$\text{ditinjau tiap 1m lebar} = 1000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 29.05 \times 0.85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} \\ &= 0.0315 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0315 \\ &= 0.0236\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D19 dengan  $d' = 40$  mm.

$$\begin{aligned}d &= h - d' - D \text{ tulangan}/2 \\ &= 500 - 40 - 19/2 \\ &= 450.5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$R_n = \frac{0.507 \times 10^6}{0.8 \times 1000 \times 450.5^2} = 0.0031$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 29.05} = 16.2$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{16.2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.2 \times 0.0031}{400}} \right) \\ &= 0.0000078\end{aligned}$$

Cek  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0.0035 > 0.0000078 < 0.0236$ , maka  $\rho$  dipakai  $\rho_{\min} = 0.0035$

Kebutuhan tulangan :

$$A_s = \rho_{bd} = 0.0035 \times 1000 \times 450.5 = 1576.75 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan : D19 – 175

$$A_s \text{ terpasang} = 1620.2 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Bagi

$$A_{st} = 20\% \times A_s \text{ perlu} = 0.2 \times 1576.75 = 315.35 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan : D19 – 200

$$A_s \text{ terpasang} = 359.9 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Geser

$$T_u = 323.0 \text{ ton}$$

$$\phi T_c = \phi \times 1/6 \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d$$

$$\begin{aligned}&= 0.8 \times 1/6 \times (\sqrt{29.05}) \times 1000 \times 450.5 \times 10^{-3} \\ &= 323.75 \text{ kN} \approx 32.75 \text{ ton}\end{aligned}$$

$T_u > \phi T_c$  (perlu tulangan geser)

$$\text{Gaya geser yang ditahan tulangan geser} = 290.25 \text{ ton}$$

Kebutuhan tulangan :

Diameter tulangan yang digunakan = D13,

$$A_v = 265.46 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = A_v \times f_y \times d / V_s = 164.81 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan : D13 - 100

#### B. Penulangan pier head

Dari hasil analisa SAP diperoleh momen maksimum :

- Tulangan utama arah x

$$M_u = 90.03 \text{ tm}$$

$$f'_c = 29.05 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 2500 \text{ mm}$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 29.05 \times 0.85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} \\ &= 0.0315 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0315 \\ &= 0.0236 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D32 dengan  $d' = 40 \text{ mm}$ .

$$\begin{aligned} d &= h - d' - D \text{ tulangan}/2 \\ &= 1600 - 40 - 32/2 \\ &= 1544 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{90.03 \times 10^6}{0.8 \times 2500 \times 2544^2} \\ &= 0.0069 \end{aligned}$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 29.05} = 16.2$$

$$\rho = \frac{1}{16.2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.2 \times 0.0069}{400}} \right) = 0.000017$$

Cek  $\rho < \rho_{mn} = 0.000017 < 0.0035$ , maka  $\rho$  dipakai = 0.0035

$$A_s = \rho b d = 0.0035 \times 2500 \times 1544 = 13510 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang tulangan : 18D32} \quad A_s = 13672.2 \text{ mm}^2$$

Untuk menjamin daktilitas struktur, rasio tulangan tekan diambil,  $\rho' = 0.5 \rho$

$$\rho' = 0.5 \times 0.0035 = 0.00175$$

$$A_s \text{ tekan} = \rho b d = 0.00175 \times 2500 \times 1544 = 6755 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang tulangan : 9D32 ; } A_s \text{ terpasang} = 7238.2 \text{ mm}^2$$

- Tulangan utama arah y :

$$M_u = 45.48 \text{ tm}$$

$$f'c = 29.05 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$\text{ditinjau tiap 1m lebar} = 1000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times f'c \times \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 29.05 \times 0.85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0315 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0315 \\ &= 0.0236 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D32 dengan  $d' = 40 \text{ mm}$ .

$$\begin{aligned} d &= h - d' - D \text{ tulangan}/2 \\ &= 1600 - 40 - 32/2 \\ &= 1544 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{45.48 \times 10^6}{0.8 \times 1000 \times 1544^2}$$

$$= 0.00238$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 29.05} = 16.2$$

$$\rho = \frac{1}{16.2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.2 \times 0.00238}{400}} \right)$$

$$= 0.0000596$$

Cek  $\rho < \rho_{mn}$ , maka  $\rho$  dipakai = 0.0035

$$A_s = \rho b d = 0.0035 \times 1000 \times 1544 = 5404 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan : D32 – 125

$$A_s \text{ terpasang} = 6434 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Geser

$$T_u = 128.3 \text{ ton}$$

$$\phi T_c = \phi \times 1/6 \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d$$

$$= 0.8 \times 1/6 \times (\sqrt{29.05}) \times 1000 \times 1544 \times 10^{-3}$$

$$= 1109.58 \text{ kN} \approx 110.9 \text{ ton}$$

$T_u < \phi T_c$  ( tidak perlu kontrol tulangan geser)

Gaya geser yang ditahan tulangan ( $V_s$ ) = 17.4 ton

Kebutuhan tulangan :

Diameter tulangan yang digunakan = D25,

$$A_v = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = A_v \times f_y \times d / V_s = 471.79 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan : D25 - 300

#### 4.4.6 Perencanaan pondasi dengan alternatif tipe balok cap tiang sederhana

Pada perencanaan pondasi, kombinasi yang digunakan adalah kombinasi yang terbesar yaitu kombinasi. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang.



## A. Perhitungan daya dukung aksial ijin tiang pancang

### 1) Berdasarkan kekuatan bahan

Dari Spesifikasi *Wika Pile Classification* pada tabel 4.4 direncanakan tiang pancang beton dengan :

Dari Spesifikasi *Wika Pile Classification* pada tabel 4.4 direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 60 cm
- Tebal : 10 cm
- Kelas : A1
- Concrete cross section : 1571 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m
- Panjang : 12 m
- *Allowable axial Load* : 252.7 ton
- *Bending moment crack* : 17 ton.m
- *Bending moment ultimate* : 25.5 ton.m

### 2) Berdasarkan kekuatan tanah

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan satu tiang pancang yang berdiameter 0.60m dan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor BH-2. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan persamaan Luciano Decourt (1996) sebagai berikut :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \times A_p = \alpha \times N_p \times K \times A_p$$

$$Q_s = q_s \times A_s = \beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s$$

Dimana :

$Q_L$  = Daya dukung tanah maximum pada pondasi

$Q_p$  = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

$Q_s$  = *Resistance ultimate* akibat lekatan lateral

$N_p$  = Harga rata-rata SPT disekitar 4D diatas hingga 4D dibawah dasar tiang pondasi (D = diameter pondasi)

K = Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi (untuk tanah lempung berlanau =  $20 \text{ t/m}^2$ )

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang

$N_s$  = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan :  $3 \leq N \leq 50$ , khusus untuk aspek *friction*.

$A_s$  = Keliling x panjang tiang yang tertanam (luas selimut tiang)

$\alpha$  = *base coefficient* (dari tabel 2.18 = 1.0)

$\beta$  = *shaft coefficient* ( dari tabel 2.19 = 1.0)

Untuk N SPT, karena tanah berada di bawah MAT (lihat profil tanah) maka menurut Terzaghi dan Peck, N SPT tersebut harus dikoreksi terhadap muka air tanah. Untuk tanah lempung atau pasir berlanau menjadi :

$$N' = 15 + 0.5 (N-15)$$

Untuk kedalaman 33m :

$$N_p = 4D = 4(0.6) = 2.4 \text{ m di atas dan dibawah tiang}$$

$$= \frac{N_{30.6} + N_{33} + N_{35.4}}{3} = \frac{18.5 + 32.5 + 32.5}{3} = 27.833$$

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 0.6^2 = 0.283 \text{ m}^2$$

$$N_s = \frac{N_{15} + N_{18} + N_{21} + N_{24} + N_{27} + N_{30} + N_{33}}{7}$$

$$= \frac{3 + 3 + 4 + 12 + 14 + 18.5 + 32.5}{7}$$

$$= 11.63$$

$$A_s = \pi B D = \pi \times 0.6 \times 33 = 62.204 \text{ m}^2$$

$$Q_p = \alpha \times N_p \times K \times A_p$$

$$= 1 \times 27.833 \times 20 \times 0.283 = 157.39 \text{ ton}$$

$$Q_s = \beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s$$

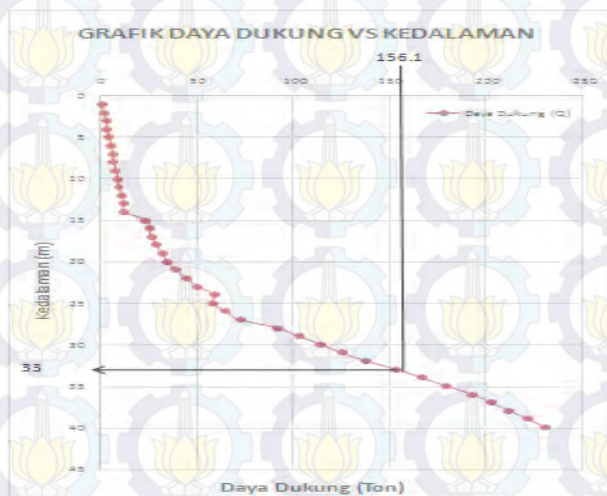
$$= 1.0 \times \left( \frac{11.63}{3} + 1 \right) \times 62.204 = 303.38 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 Q_D &= Q_p + Q_s \\
 &= 157.39 + 303.38 \\
 &= 460.77 \text{ ton} \\
 Q_L &= \frac{Q_D}{SF} = \frac{460.77}{3} = 153.59 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Perhitungan daya dukung tanah pada kedalaman yang lain dengan metode Luciano Decourt dilampirkan pada lampiran

#### B. Penentuang kedalaman tiang pancang

Dari hasil perhitungan analisa struktur menggunakan SAP 2000 diperoleh gaya aksial (P) pada tiang pancang. Penentuan kedalaman tiang pancang disesuaikan dengan kebutuhan gaya aksial tiang yang sebelumnya sudah dihitung daya dukung tanahnya dengan melihat hubungan antara Q dengan kedalaman seperti terdapat pada gambar dibawah ini :



**Gambar 4.36** : Perbandingan Daya dukung dengan Kedalaman





#### D. Perhitungan daya dukung lateral ijin tiang pancang

Perhitungan daya dukung lateral ijin tiang pancang digunakan metode B.Broms. Pada tugas akhir ini, digunakan tiang dengan kepala tertahan pada tanah kohesif.

$$M_U = 25.5 \text{ ton.m}$$

$$C_u = 0.072 \text{ kg/cm}^2 = 0.72 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 31 \text{ m}$$

$$D = 0.6 \text{ m}$$

Menentukan tiang panjang, menengah, atau pendek :

$$\begin{aligned} L_1 &= \left[ \frac{M_U}{4.5 \times C_u \times D} + 2.25 D^2 \right]^{1/2} \\ &= \left[ \frac{25.5}{4.5 \times 0.72 \times 0.6} + 2.25 (0.6)^2 \right]^{1/2} \\ &= 3.73 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L > L_1$$

$$31 \text{ m} > 3.73 \text{ m}$$

Cek :

$$L_2 = 1.5 D + f_2 + g_2$$

$$\begin{aligned} f_2 &= -(1.5 D) + \left[ (1.5 \times D)^2 + \frac{M_U}{2.25 \times C_u \times D} \right]^{1/2} \\ &= -(1.5(0.6)) + \left[ (1.5 \times 0.6)^2 + \frac{25.5}{2.25 \times 0.72 \times 0.6} \right]^{1/2} \\ &= 4.3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} g_2 &= \left[ \frac{M_U}{2.25 \times C_u \times D} \right]^{1/2} \\ &= \left[ \frac{25.5}{2.25 \times 0.72 \times 0.6} \right]^{1/2} \\ &= 5.12 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi :

$$\begin{aligned} L_2 &= 1.5 D + f_2 + g_2 \\ &= (1.5 \times 0.6) + 4.3 + 5.12 \\ &= 10.32 \text{ m} \end{aligned}$$

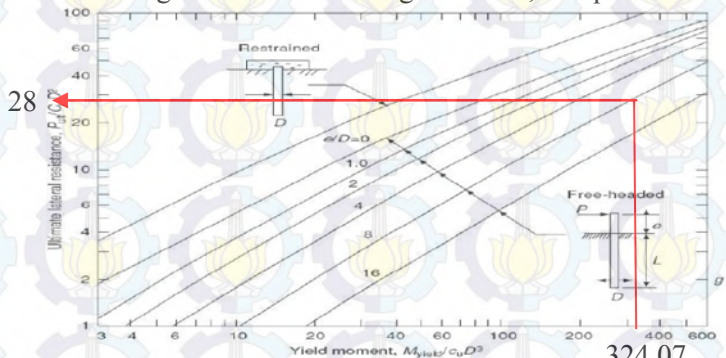
$$L > L_2$$

Karena  $L > L_2$ , maka tiang diklasifikasikan sebagai tiang panjang.

$$\left[ \frac{2 \times Mu}{C_u \times D^3} \right] = \left[ \frac{2 \times 25.2}{0.72 \times (0.6)^3} \right] = 324.07$$

$$e/D = 5.1 / 0.6 = 8.5$$

Untuk tiang tidak tertahan dari grafik 2.15, didapat :



**Gambar 4.38** : ketahanan lateral ultimate untuk tiang panjang dalam tanah kohesif

$$\frac{Q_L}{C_u \cdot D^2} = 28$$

$$Q_L = 28 \times 0.72 \times (0.6)^2 = 7.26 \text{ ton}$$

- E. Perhitungan defleksi tiang  
Untuk kondisi I dimana tiang pancang dengan pilecap flexible pada suatu ketinggian diatas tanah.

- 1) Menghitung faktor kekakuan relatif

Dipergunakan rumus

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Dimana :

$E$  = Modulus elastisitas tiang

$$= 4700 \times \sqrt{f'c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{50}$$

$$= 33234.02 \text{ MPa} = 332340.2 \text{ kg/cm}^2$$

$I$  = Inersia penampang pile

$$= (1/64) \times \pi \times (D^4 - d^4)$$

$$= (1/64 \times \pi \times (60^4 - 40^4))$$

$$= 510250 \text{ cm}^4$$

Mencari nilai  $f$  :

$$q_u = 2 \times C_u$$

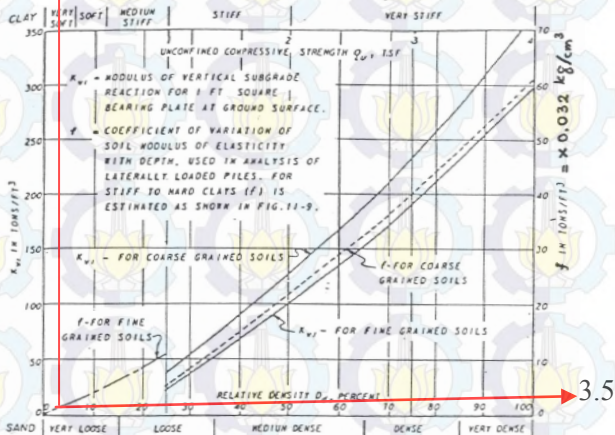
$$= 2 \times 0.072$$

$$= 0.144 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0.14 \text{ t/ft}^2$$

0.14

$$q_u, \text{ tsf} = \times 0.977 \text{ kg/cm}^2$$



**Gambar 4.39** : koefisien variasi ( $f$ )

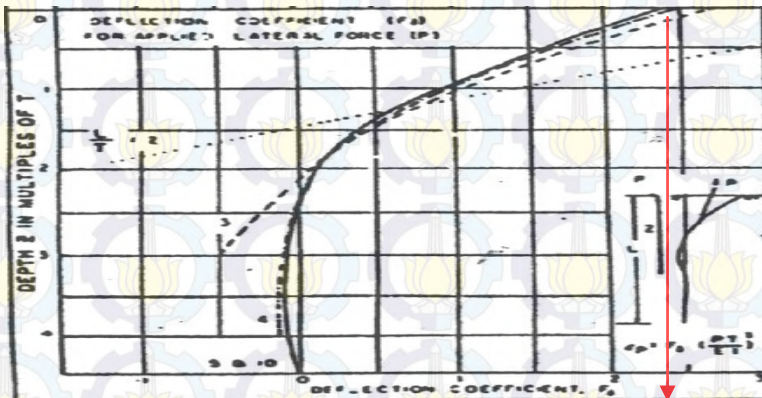
Dari gambar 4.39 diperoleh nilai  $f = 3.5 \text{ t/ft}^2 = 0.112 \text{ kg/cm}^2$

$$T = \left( \frac{(2.1 \times 10^5) \times 510250}{0.112} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$= 272.91 \text{ cm}$$

$$Z = \frac{L}{T} = \frac{3300}{272.91} = 12.09$$

2) Perhitungan defleksi tiang



**Gambar 4.40** : koefisien defleksi ( $F\delta$ ) 2.35

Dari gambar 4.40 untuk nilai  $L/T = 12.09$  pada kedalaman 0m diperoleh nilai  $F\delta = 2.35$

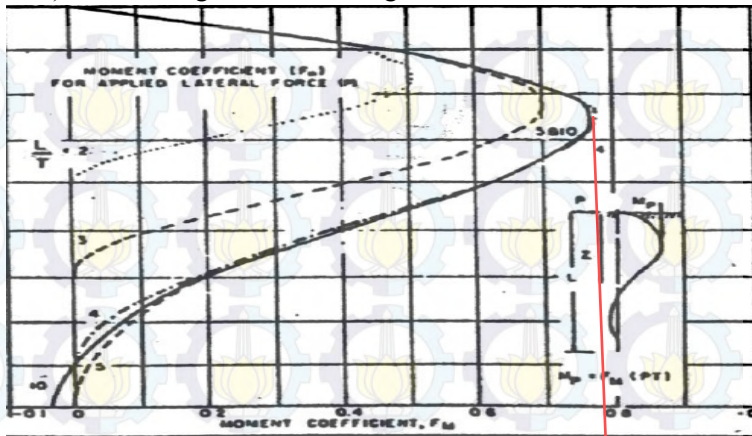
Dengan gaya geser terbesar ( $P$ ) pada satu tiang = 1.3 ton = 1300 kg

Defleksi pada satu tiang :

$$\begin{aligned} \delta_p &= F\delta \left( \frac{PT^3}{EI} \right) < 2.54 \text{ cm} \\ &= 2.35 \times \left( \frac{(1300 \times 272.91^3)}{(332340.2) \times 510250} \right) < 2.54 \text{ cm} \\ &= 0.366 \text{ cm} < 2.54 \text{ cm} \dots (\text{OK}) \end{aligned}$$



## 3) Perhitungan momen tiang



**Gambar 4.41** : koefisien momen ( $F_m$ ) 0.79

Dari gambar 4.41 untuk nilai  $L/T = 12.09$  pada kedalaman 0m diperoleh nilai  $F_m = 0.79$

Dengan  $P$  1 tiang = 1300 kg, maka momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 M_p &= F_m(PT) &< M_{crack} \\
 &= 0.01 (1300 \times 272.91) &< M_{crack} \\
 &= 280278.57 \text{ kgcm} &< 19.00 \text{ tm} \\
 &= 2.802 \text{ tm} &< 19.00 \text{ tm (OK)}
 \end{aligned}$$

## F. Kontrol kekuatan tiang pancang

Setelah memperoleh nilai  $P_{maks}$  yang terjadi maka dilakukan kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya aksial, lateral dan momen yang terjadi.

### 1) Kontrol terhadap gaya aksial

Daya dukung aksial ditinjau berdasarkan kekuatan bahan yang digunakan dan berdasarkan daya dukung tanah.

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan terhadap gaya aksial untuk tiang pancang Ø60cm adalah 252.7 ton sedangkan beban P maksimal yang diterima tiang adalah sebesar 156.1 ton sehingga :

$$P_{ijin} > P_{maks}$$

$$252.7 \text{ ton} > 156.1 \text{ ton} \dots (\text{OK})$$

- Berdasarkan daya dukung tanah

Dari analisa perhitungan daya dukung tanah dengan persamaan luciano decourt didapat daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang Ø60cm dengan kedalaman 33m diperoleh  $Q_{all-ijin} = 115.66 \text{ ton}$ . sedangkan beban  $P_{maks}$  yang diterima tiang adalah sebesar 156.1 ton. Pada Daya dukung ijin disyaratkan 10% lebih besar dari  $P_{maks}$ , sehingga :

$$P_{ijin} > P_{maks}$$

$$115.66 \times 1.5 > 156.1 \times 1.1$$

$$173.5 \text{ ton} > 171.7 \text{ ton} \dots (\text{OK})$$

### 2) Kontrol terhadap beban lateral

Gaya-gaya lateral diperoleh dari kombinasi pembebanan yang bekerja searah sumbu X dan Y, diperoleh beban lateral terbesar pada satu tiang yakni  $T_x = 1.3 \text{ ton}$ .

$$Q_{maks} < Q_L$$

$$1.3 \text{ ton} < 7.26 \times 1.5$$

$$1.3 \text{ ton} < 10.89 \text{ ton} \dots (\text{OK})$$

## 3) Kontrol terhadap momen

Momen yang terjadi yaitu momen yang didapat dari analisa SAP 2000 harus lebih kecil dari momen yang diijinkan dari bahan tiang pancang.

$$M_u \leq M_u \text{ Bahan}$$

Dimana :

$M_u$  = Kuat rencana ultimate (momen hasil SAP)

$M_u$  bahan = Momen crack ijin bahan tiang pancang untuk diameter 60cm kelas A1 diperoleh  $M_u$  ijin = 17 tm.

$$M_u < M_u \text{ bahan}$$

$$3.94 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \dots (\text{OK})$$

## **BAB V**

### **ANALISA BIAYA**

#### **5.1 Umum**

Dalam bab ini akan membahas mengenai analisa biaya yang diperlukan untuk mengetahui besar biaya dalam masing-masing alternatif perencanaan bangunan bawah *overpass* sememi.

#### **5.2 Harga Material Upah dan Bahan**

Harga material, upah, dan bahan didapat dari "Analisa Harga Satuan Pekerjaan Tahun 2014". Rincian harga material, upah, dan sewa peralatan yang disajikan dalam tabel berikut :

**Tabel 5.1 : Harga Material**

<b>Jenis Material</b>	<b>Satuan</b>	<b>Harga Total (Rp.)</b>
Semen PC 40 kg	sak	52,300
Beton ready mix K-350	m3	650,000
Pasir cor	m3	159,500
Batu pecah mesin 1/2 cm	m3	286,000
Kawat benderat	kg	23,000
Besi beton ulir	kg	9,100
Kayu Meranti Bekisting	m3	3,622,500
Multipleks 12 mm	lembar	151,500
Paku Usuk	kg	16,500
Electrode Las	kg	33,000
Pelumas / grease	ltr	22,500
Solar	ltr	8,500
Cat anti karat besi	kg	36,900



Cat kayu	kg	38,500
Minyak Cat	ltr	36,900
Tiang Pancang Beton D60 cm	buah	5,200,000
Kayu Gelam	batang	7,500
Seng Gelombang	lembar	52,800

**Tabel 5.2 : Harga Upah**

Jenis Tenaga Kerja	Satuan	Harga Total (Rp.)
Mandor	org/jam	119,500
Pembantu tukang	org/jam	70,000
Kepala tukang	org/jam	104,400
Tukang	org/jam	99,400
Operator	org/jam	125,000
Pembantu operator	org/jam	75,000
Sopir	org/jam	75,000
Tukang las	org/jam	99,400
Surveyor	org/jam	92,300

**Tabel 5.3 : Harga Sewa Alat**

Jenis Alat	Satuan	Harga Total (Rp.)
Truk trailer kapasitas 30 ton	jam	197,000
Truk tangki air	jam	89,000
Generator 150 kVA	jam	550,000
Crawler crane 30 ton	jam	130,625
Concrete vibrator	jam	14,250
Concrete pump	jam	61,750
Concrete cutter	jam	80,000
Alat las	hari	14,250

Hammer	jam	175,750
Excavator	jam	123,500
Theodolit	hari	329175
Dump Truck 5T	jam	61750
Scaffolding	Hari	40000

### 5.3 Analisa Harga Satuan

Rincian analisa harga satuan pekerjaan dari masing-masing alternatif perencanaan bangunan bawah *overpass* Sememi disajikan dalam tabel berikut :

**Tabel 5.4 : Analisa Harga Satuan**

No	Uraian	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah (Rp)
<b>1</b>	<b>Pekerjaan Uitzet dengan Theodolit m2</b>				
a	Alat				
	Theodoit	0.0067	jam	329,175	2,205
b	Upah				
	Surveyor	0.0067	O.H	92,300	618
	Pekerja	0.0133	O.H	99,400	1,322
<b>Total Biaya</b>					<b>4,146</b>
<b>2</b>	<b>Pekerjaan Pembersihan lapangan m2</b>				
a	Upah				
	Mandor	0.05	O.H	119,500	5,975
	Pekerja	0.1	O.H	99,400	9,940
<b>Total Biaya</b>					<b>15,915</b>

<b>3</b>	<b>Pekerjaan Penggalian Tanah dengan alat berat m3</b>				
a	Alat				
	Dump Truck 5 T	0.0740	Jam	61750	4,570
	Excavator	0.0528	Jam	123500	6,521
b	Upah:				
	Mandor	0.0070	O.H	119500	837
	Pembantu Tukang	0.2260	O.H	99400	22,464
<b>Total Biaya</b>					<b>34,391</b>
<b>4</b>	<b>Direksi Kit m2</b>				
a	Bahan				
	Container Direksi Kit	0.4167	buah	20,000,000	8,334,000
b	Alat				
	Crawler crane 30 ton	0.0528	Jam	130625	6,897
	Sewa Alat Bantu	0.1000	jam	950	95
c	Upah:				
	Mandor	0.0038	O.H	119500	454
	Pembantu Tukang	0.0381	O.H	99400	3,787
	Operator	0.1736	O.H	125000	21,700
<b>Total Biaya</b>					<b>6,283,433</b>
<b>5</b>	<b>Pemancangan Tiang m'</b>				
a	<u>Bahan:</u>				
	Tiang Pancang	0.0833	m	5200000	433333
b	<u>Alat :</u>				
	Crawler crane 30 ton	0.2180	Jam	130625	28476
	Hammer	0.2180	Jam	175750	38314

c	<u>Upah:</u>				
	Mandor	0.1250	O.H	119500	14938
	Pembantu Tukang	0.0381	O.H	99400	3,787
	Operator	0.1736	O.H	125000	21,700
<b>Total Biaya</b>					<b>540,548</b>
<b>6</b>	<b>Beton K - 350 ready mix m3</b>				
a	Bahan				
	Beton ready mix K-350	1	m3	880,000	880,000
b	Alat				
	Concrete pump	0.084	jam	61,750	5,187
	Vibrator	1.08	jam	14,250	15,390
c	Upah				
	Mandor	0.084	O.H	119,500	10,038
	Pekerja	2.1	O.H	70,000	147,000
	Tukang	0.21	O.H	99,400	20,874
<b>Total Biaya</b>					<b>1,078,489</b>
<b>7</b>	<b>Bekisting m2</b>				
a	Bahan				
	Multipleks 12 mm	0.35	lembar	151,500	53,025
	Kayu Meranti Bekisting	0.04	m2	3,622,500	144,900
	Paku	0.4	kg	16,500	6,600
b	Upah				
	Mandor	0.033	O.H	119,500	3,944
	Pekerja	0.66	O.H	70,000	46,200
	Kepala Tukang	0.033	O.H	104,400	3,445



	Tukang	0.33	O.H	99,400	32,802
<b>Total Biaya</b>					<b>290,916</b>
<b>8</b>	<b>Penyambungan tiang beton m2</b>				
a	Bahan				
	Kawat las	0.04	kg	23,000	920
	Solar	0.03	Liter	8,500	255
	Pelumas	0.004	liter	22,500	90
b	Upah				
	Mandor	0.0002	O.H	119,500	24
	Kepala Tukang	0.0002	O.H	104,400	21
	Tukang las	0.002	O.H	99,400	199
	Pekerja	0.004	O.H	70,000	280
c	Alat				
	Alat Las	1	jam	14,250	14,250
<b>Total Biaya</b>					<b>16,039</b>
<b>9</b>	<b>Pembesian Kg</b>				
a	Bahan				
	Besi tulangan	1.05	kg	9,100	9,555
	Kawat bendrat	0.015	kg	23,000	345
b	Upah				
	Mandor	0.0004	O.H	119,500	48
	Pekerja	0.007	O.H	70,000	490
	Kepala Tukang	0.0007	O.H	104,400	73
	Tukang	0.007	O.H	99,400	696
<b>Total Biaya</b>					<b>11,207</b>

<b>10</b>	<b>Perancah m2</b>				
a	Upah				
	Mandor	0.013	O.H	119,500	1,554
	Tukang	0.002	O.H	99,400	199
	Pekerja	0.25	O.H	70,000	17,500
b	Alat				
	Scaffolding	6	hari	40,000	240,000
	Alat Bantu	0.008	jam	950	8
<b>Total Biaya</b>					<b>259,260</b>
<b>11</b>	<b>Pembongkaran Beton m3</b>				
a	Upah				
	Mandor	0.4	O.H	119,500	47,800
	Pekerja	4	O.H	70,000	280,000
<b>Total Biaya</b>					<b>327,800</b>
<b>12</b>	<b>Pembuatan Pagar Proyek</b>				
a	Bahan				
	kayu Gelam	1.2500	batang	7500	9,375
	Seng Gelombang	1.2000	lembar	52800	63,360
	Kayu Meranti	0.0720	m3	3622500	260,820
	Paku	0.0600	kg	3700	222
	Cat	0.4500	Kg	36900	16,605
b	Upah:				
	Mandor	0.0200	O.H	119500	2,390
	Kepala tukang	0.0200	O.H	104400	2,088
	Tukang	0.2000	O.H	99400	19,880
	Pekerja	0.4000	O.H	70000	28,000
<b>Total Biaya</b>					<b>402,740</b>

## 5.4 Rencana Anggaran Biaya

Rencana anggaran biaya dihitung berdasarkan masing-masing alternatif bangunan bawah.

### 5.4.1 Alternatif tipe pilar tunggal

#### A. Pekerjaan Persiapan

**Tabel 5.5 : Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Persiapan**

No	Uraian	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
1	Mobilisasi dan demobilisasi	1	L.s	20,000,000	20,000,000
2	Pembersihan Lapangan	300	m2	15,915	4,774,500
3	Pemasangan Pagar Proyek	300	m2	402,740	120,822,000
4	Pengukuran dengan Theodolit	300	m2	4,146	1,243,771
5	Direksi keet	12	m2	8,366,933	100,403,199
<b>Total biaya</b>					<b>247,243,470</b>

#### B. Pekerjaan Pondasi

**Tabel 5.6 : Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Pondasi**

No	Uraian	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
1	Pengadaan tiang pancang beton D = 60 cm	`120	buah	5,200,000	624,000,000
2	Pemancangan tiang tegak	1320	m'	740,548	713,522,995
3	Penyambungan antar tiang	120	m2	16,039	1,924,630
4	Penggalian Tanah untuk Pilecap	421.2	m3	34,391	14,485,573
5	Pemotongan tiang	80	m3	327,800	26,224,000
<b>Total Biaya</b>					<b>1,380,157,198</b>

## C. Pekerjaan Struktur

**Tabel 5.7** : Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Struktur

No	Uraian	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah (Rp.)
1	Pembesian Pilecap	415.591	kg	11,207	4,657,395
2	Bekisting Pilecap	210.6	m2	290,916	61,266,846
3	Pengecoran Pilecap	380.25	m3	1,558,489	592,615,442
4	Pembesian Kolom Pilar	228.661	kg	11,207	2,562,531
5	Bekisting Kolom Pilar	8	m2	290,916	2,327,326
6	Pengecoran Kolom Pilar	40.8	m3	1,078,489	44,002,351
7	Pembesian Pier Head + Back Wall	315.815	kg	11,207	3,539,238
8	Perancah Pier Head + Back Wall	108.375	m2	259,260	28,097,292
9	Bekisting Pier Head + Back Wall	4.975	m2	290,916	1,447,306
10	Pengecoran Pier Head + Back Wall	96.02	m3	1,078,489	103,556,514
<b>Total Biaya</b>					<b>844,072,240</b>



D. Rekapitulasi anggaran biaya alternatif pilar tunggal

**Tabel 5.8** : Rekapitulasi anggaran biaya alternatif pilar tunggal

No	Uraian	Total (Rp)
1	Pekerjaan Persiapan	247,243,470
2	Pekerjaan Pondasi	1,380,157,198
3	Pekerjaan Struktur	844,072,240
	Jumlah total	2,471,472,908
	PPN 10%	247147290.8
	Total + PPN	2,718,620,198
	Jumlah Akhir (dibulatkan)	2,720,000,000

**5.4.2 Alternatif tipe pilar ganda dengan pilecap terpisah**

A. Pekerjaan Persiapan

**Tabel 5.9** : Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Persiapan

No	Uraian	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
1	Mobilisasi dan demobilisasi	1	L.s	20,000,000	20,000,000
2	Pembersihan Lapangan	300	m2	15,915	4,774,500
3	Pemasangan Pagar Proyek	300	m2	402,740	120,822,000
4	Pengukuran dengan Theodolit	300	m2	4,146	1,243,771
5	Direksi keet	12	m2	8,366,933	100,403,199
<b>Total biaya</b>					<b>247,243,470</b>

## B. Pekerjaan Pondasi

**Tabel 5.10 : Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Pondasi**

No	Uraian	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
1	Pengadaan tiang pancang beton D = 800 cm	120	buah	5,200,000	624,000,000
2	Pemancangan tiang tegak	1320	m'	540,548	713,522,995
3	Penyambungan antar tiang	120	m2	16,039	1,924,630
4	Penggalian Tanah untuk Pilecap	440.64	m3	34,391	15,154,138
5	Pemotongan tiang	80	m3	327,800	26,224,000
<b>Total Biaya</b>					<b>1,380,825,763</b>

## C. Pekerjaan Struktur

**Tabel 5.11 : Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Struktur**

No	Uraian	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah (Rp.)
1	Pembesian Pilecap	406.112	kg	11,207	4,551,167
2	Bekisting Pilecap	220.32	m2	290,916	64,094,547
3	Pengecoran Pilecap	474.93	m3	1,558,489	740,173,181
4	Pembesian Kolom Pilar	436.99	kg	11,207	4,897,207
5	Bekisting Kolom Pilar	8	m2	290,916	2,327,326
6	Pengecoran Kolom Pilar	40.8	m3	1,078,489	44,002,351

7	Pembesian Pier Head + Back Wall	311.962	kg	11,207	3,496,058
8	Perancah Pier Head + Back Wall	108.375	m2	259,260	28,097,292
9	Bekisting Pier Head + Back Wall	6.1	m2	290,916	1,774,586
10	Pengecoran Pier Head + Back Wall	89.125	m3	1,078,489	96,120,332
<b>Total Biaya</b>					<b>989,534,047</b>

D. Rekapitulasi anggaran biaya alternatif pilar ganda dengan pilecap terpisah

**Tabel 5.12 : Rekapitulasi Anggaran Biaya Alternatif Pilar Ganda Dengan Pilecap Terpisah**

No	Uraian	Total (Rp)
1	Pekerjaan Persiapan	247,243,470
2	Pekerjaan Pondasi	1,380,825,763
3	Pekerjaan Struktur	989,534,047
	Jumlah total	2,617,603,279
	PPN 10%	261760327.9
	Total + PPN	2,879,363,607
	Jumlah Akhir (dibulatkan)	2,880,000,000

### 5.4.3 Alternatif tipe balok cap tiang sederhana

#### A. Pekerjaan Persiapan

**Tabel 5.13 : Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Persiapan**

No	Uraian	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
1	Mobilisasi dan demobilisasi	1	L.s	20,000,000	20,000,000
2	Pembersihan Lapangan	300	m2	15,915	4,774,500
3	Pemasangan Pagar Proyek	300	m2	402,740	120,822,000
4	Pengukuran dengan Theodolit	300	m2	4,146	1,243,771
5	Direksi keet	12	m2	8,366,933	100,403,199
<b>Total biaya</b>					<b>247,243,470</b>

#### B. Pekerjaan Pondasi

**Tabel 5.14 : Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Pondasi**

No	Uraian	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
1	Pengadaan tiang pancang beton D = 80 cm	108	buah	5,200,000	561,600,000
2	Pemancangan tiang tegak	1188	m'	540,548	642,170,695
3	Penyambungan antar tiang	108	m2	16,039	1,732,167
<b>Total Biaya</b>					<b>1,205,502,862</b>



## C. Pekerjaan Struktur

**Tabel 5.15** : Rencana Anggaran Biaya Pekerjaan Struktur

No	Uraian	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
1	Pembesian Pier Head + Back Wall	364.619	kg	11,207	4,086,168
2	Perancah Pier Head + Back Wall	108.375	m2	259,260	28,097,292
3	Bekisting Pier Head + Back Wall	10.47	m2	290,916	3,045,887
4	Pengecoran Pier Head + Back Wall	225.01	m3	1,078,489	242,670,810
<b>Total Biaya</b>					<b>277,900,157</b>

## D. Rekapitulasi anggaran biaya alternatif balok cap tiang sederhana

**Tabel 5.16** : Rekapitulasi Anggaran Biaya Alternatif Balok Cap Tiang Sederhana

No	Uraian	Total (Rp)
1	Pekerjaan Persiapan	247,243,470
2	Pekerjaan Pondasi	1,205,502,862
3	Pekerjaan Struktur	277,900,157
	Jumlah total	1,730,646,489
	PPN 10%	173,064,649
	Total + PPN	1,903,711,138
	Jumlah Akhir (dibulatkan)	1,904,000,000

## **BAB VI**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **6.1 Kesimpulan**

Dari hasil alternatif perencanaan bangunan bawah overpass sememi dengan variasi tipe pilar, diperoleh hasil kesimpulan yaitu :

1. Alternatif pilar tunggal :
  - a) Dimensi back wall tinggi 1.3m dan lebar 0.5m, dimensi pier head tinggi 2.1m dan lebar 2.5m, dimensi kolom pilar  $b=4\text{m}$ ,  $h=2\text{m}$  tinggi 5.1m, dimensi pilecap lebar  $b=18\text{m}$ ,  $h=11.7\text{m}$  dan tebal 2m.
  - b) Pilar tunggal membutuhkan 40 buah tiang pancang dengan diameter tiang 60cm pada kedalaman 33m.
  - c) Daya dukung ijin tiang pancang diperoleh 186.88 ton dengan  $P_{\max} = 168.05$  ton.
  - d) Dari analisa biaya diperoleh Rp 2,720,000,000
2. Alternatif pilar ganda dengan pilecap terpisah :
  - a) Dimensi back wall tinggi 1.3m dan lebar 0.5m, dimensi pier head tinggi 2.1m dan lebar 2.5m, dimensi kolom pilar lebar  $b=2\text{m}$ ,  $h=2\text{m}$  tinggi 5.1m, dimensi pilecap lebar  $b=10.2\text{m}$ ,  $h=10.8\text{m}$  dan tebal 2m.
  - b) Pilar ganda dengan pilecap terpisah membutuhkan 20 buah tiang pancang pada masing-masing pilecap dengan diameter tiang 60 cm pada kedalaman 33m.
  - c) Daya dukung ijin tiang pancang diperoleh 185.55 ton dengan  $P_{\max} = 167.58$  ton.
  - d) Dari analisa biaya diperoleh Rp 2,880,000,000

3. Alternatif balok cap tiang sederhana :
  - a) Dimensi back wall tinggi 1.3m dan lebar 0.5m, dimensi pier head tinggi 2.6m dan lebar 2.5m.
  - b) Alternatif balok cap tiang sederhana membutuhkan 36 buah tiang pancang dengan diameter tiang 60 cm pada kedalaman 33m.
  - c) Daya dukung ijin tiang pancang diperoleh 173.5 ton dengan  $P_{max} = 156.1$  ton
  - d) Dari analisa biaya diperoleh Rp 1,904,000,000
4. Dari masing-masing alternatif berdasarkan analisa biaya dan daya dukung ijin yang paling efisien, maka dipilih alternatif balok cap tiang sederhana.

## 6.2 Saran

1. Pemilihan alternatif juga berdasarkan estetika yang ada.
2. Pada perancangan alternatif balok cap tiang sederhana dapat pula dipergunakan bored pile sebagai pondasi tiang.

## DAFTAR PUSTAKA

- Sutehno, Winnes. 2013; **“Tinjauan Pelaksanaan dan Perhitungan Pilar Pada Proyek Duplikasi Jembatan Air Musi II Palembang”**; Laporan Kerja Praktek; Universitas Sriwijaya
- Haidzir, Ahmad. 2015; **”Perencanaan Abutment Dan Pondasi Pilar Jembatan Cable Stayed Di Lemah Ireng Semarang”**; Tugas Akhir Program Sarjana Teknik Sipil ITS; Jurusan Teknik Sipil; Institut Teknologi Sepuluh Nopember; Surabaya
- **Bridge Design Manual Bridge Management System (BMS)**. 1992. Departemen Pekerjaan Umum Dirjen Bina Marga
- Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Bina Marga. 2014.**”Standar Harga Satuan Dasar Konstruksi Dan Analisa Harga Satuan Pekerjaan”**, Surabaya
- RSNI T-02-2005. 2005; **Standar Pembebanan Untuk Jembatan**; Badan Litbang PU; Departemen Pekerjaan Umum Dirjen Bina Marga
- SNI 03 2833-2008. 2008; **Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan**; Badan Standarisasi Nasional; Jakarta
- Untung, Djoko. 2010; **Rekayasa Pondasi Tiang**; Penerbit ITS; Surabaya.
- Wahyudi Herman. 2013. **Daya Dukung Pondasi Dalam. Surabaya**. Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.









## REKAP HASIL TEST

KLIEN : PT. PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)  
PROYEK : JALAN TOL SURABAYA - GRESIK  
LOKASI : KM 7 + 400

POINT : BH-2  
MASTER BOR : HARNO  
DATE : 21 DESEMBER 2012

DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRY								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	$\gamma_t$	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$	Pp	Cc	Cv
-8.00	2.734	1.536	100.000	56.18	60.57	1.684	1.078	1.684	*	*	*
-16.00	2.645	1.314	100.000	49.68	56.78	1.711	1.143	1.711	*	*	*
-24.00	2.598	1.287	100.000	49.54	56.27	1.699	1.136	1.699	*	*	*
-32.00	2.743	1.198	100.000	43.67	54.50	1.793	1.248	1.793	*	*	*
-39.00	2.651	0.963	100.000	36.33	49.06	1.841	1.350	1.841	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITAS
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	$\phi$	C	Cu	
-8.00	0.00	7.41	92.59	64.78	33.85	30.93	0	*	0.072	*
-16.00	0.00	22.65	77.35	51.20	30.24	20.96	0	*	0.131	*
-24.00	0.00	21.12	78.88	54.67	30.11	24.56	0	*	0.574	*
-32.00	5.81	6.83	87.36	55.96	31.22	24.74	0	*	1.158	*
-39.00	5.91	10.48	83.61	44.79	29.66	15.13	0	*	2.672	*

### REMARK

G = Gravel (%)  
S = Sand (%)  
S + Cl = Silt + Clay (%)

LL = Liquid Limit (%)  
PL = Plastic Limit (%)  
IP = Plastic Index (%)

$\phi$  = Angle of internal friction (degree)  
C = Cohesion (kg/cm<sup>2</sup>)  
Cu = Cohesion Undrained (kg/cm<sup>2</sup>)

Gs = Specific Gravity

Wc = Water content (%)

$\gamma_{sat}$  = Saturated density (gr/cc)

e = Void ratio

n = Porosity (%)

$\gamma_d$  = Dry density (gr/cc)

Sr = Degree of saturation (%)

$\gamma_t$  = Wet density (gr/cc)

Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm<sup>2</sup>)

Cc = Compression Index

Cv = Compression of Consolidation (cm<sup>2</sup>/det)

\* = Not test





## DRILLING LOG

PROYEK	PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)	Tipe BOR	ROTARY DRILLING	Remarks
BOR	PEMBANGUNAN JALAN TOL SURABAYA - GRESIK	TANGGAL MULAI	09 DESEMBER 2012	UD = Undisturb Sample
TAIR TANAH	BH-2	TANGGAL SELESAI	11 DESEMBER 2012	CS = Core Sample
PROVER	KMT. 7 = 400	MASTER BOR	HARNO	SPT = SPT Test







## DRILLING LOG

PROYEK		= PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)		Tipe BOR		= ROTARY DRILLING		Remarks	
BOR		= PEMBANGUNAN JALAN TOL SURABAYA - GRESIK		TANGGAL MULAI		= 09 DESEMBER 2012		UD = Undisturb Sample	
AIR TANAH		= ± 0,00 m		TANGGAL SELESAI		= 11 DESEMBER 2012		CS = Core Sample	
PROYEK		= KM. 7 + 400		MASTER BOR		= HARNO		SPT = SPT Test	

Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test					
								Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value	
													15 cm	15 cm	15 cm		
11.20	-33.00			LEMPUNG BERKERIKIL	COKLAT TERANG	HARD	SPT = > 50	-33.00	SPT 11	-33.00	SPT 11	> 50	14	23	5/2	50	
14.20	-34.00							-33.50		-33.50							
16.20	-35.00			LEMPUNG BERKERIKIL	COKLAT KEABU-ABUAN	HARD	SPT = > 50	-35.00	SPT 12	-35.00	SPT 12	> 50	20	15/2		50	
17.20	-36.00							-36.00		-36.00							
18.20	-37.00							-37.00		-37.00							
19.20	-38.00							-38.00		-38.00							
20.20	-39.00			LEMPUNG BERKERIKIL	COKLAT KEABU-ABUAN	HARD	SPT = > 50	-39.00	SPT 13	-39.00	SPT 13	> 50	15	25		50	
21.20	-40.00							-40.00		-40.00							



# Shape and Dimension

Top Shoe

Bottom Shoe

Length (L)

Thickness (t)

Diameter (D)

Diameter (D)

Bottom Shoe

## Specification

Diameter D (mm)	Thickness t (mm)	Concrete Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment Crack (Ton.m)	Bending Moment Ultimate (Ton.m)	Allowable Axial Load (Ton)	Length L (m)
300	60	452	143	A2	2.50	3.75	72.60	6 - 13
				A3	3.00	4.50	70.75	
				B	3.50	6.30	67.50	
				C	4.00	8.00	65.40	
350	65	582	145	A1	3.50	5.25	93.40	6 - 15
				A3	4.20	6.30	89.50	
				B	5.00	9.00	86.40	
				C	6.00	12.00	85.00	
400	75	766	191	A2	5.50	8.25	124.40	6 - 16
				A3	6.80	9.75	117.60	
				B	7.50	12.50	114.40	
				C	9.00	18.00	111.50	
450	80	930	232	A1	7.50	11.25	149.50	6 - 18
				A2	8.50	12.75	145.80	
				A3	10.00	15.00	143.80	
				B	11.00	19.80	139.10	
				C	12.50	25.00	134.90	
500	90	1259	296	A1	10.50	15.75	185.30	6 - 18
				A2	12.50	18.75	181.70	
				A3	14.00	21.00	178.20	
				B	15.00	27.00	174.90	
				C	17.00	34.00	168.00	
600	100	1571	393	A1	17.00	25.50	252.70	6 - 20
				A2	19.00	28.50	249.00	
				A3	22.00	33.00	243.20	
				B	25.00	45.00	238.30	
				C	29.00	58.00	229.50	
800	120	2764	673	A1	40.00	60.00	413.00	6 - 24
				A2	46.00	69.00	405.10	
				A3	51.00	76.50	399.37	
				B	55.00	99.00	388.61	
				C	65.00	130.00	368.17	
1000	140	5782	948	A1	75.00	112.50	613.52	6 - 24
				A2	82.00	123.00	601.27	
				A3	93.00	139.50	589.66	
				B	105.00	189.00	575.33	
				C	120.00	240.00	555.23	



Tabel : Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Diameter 60 cm

Kedalaman m	N-SPT	N'	Np	$\alpha$	K $\text{t/m}^2$	Ap $\text{m}^2$	Qp ton	$\beta$	Ns	As $\text{m}^2$	Qs ton	Ql ton	SF	Qd ton
1	0	0	0,333	1	12	0,283	1,131	1	0,00	1,885	1,88	3,02	3	1,01
2	0	0	0,333	1	12	0,283	1,131	1	0,00	3,770	3,77	4,90	3	1,63
3	1	1	0,667	1	20	0,283	3,770	1	0,00	5,655	5,65	9,42	3	3,14
4	1	1	0,667	1	20	0,283	3,770	1	0,00	7,540	7,54	11,31	3	3,77
5	1	1	0,667	1	20	0,283	3,770	1	0,00	9,425	9,42	13,19	3	4,40
6	1	1	1,000	1	20	0,283	5,655	1	0,00	11,310	11,31	16,96	3	5,65
7	1	1	1,000	1	20	0,283	5,655	1	0,00	13,195	13,19	18,85	3	6,28
8	1	1	1,000	1	20	0,283	5,655	1	0,00	15,080	15,08	20,73	3	6,91
9	1	1	1,333	1	20	0,283	7,540	1	0,00	16,965	16,96	24,50	3	8,17
10	1	1	1,333	1	20	0,283	7,540	1	0,00	18,850	18,85	26,39	3	8,80
11	1	1	1,333	1	20	0,283	7,540	1	0,00	20,735	20,73	28,27	3	9,42
12	2	2	2,000	1	20	0,283	11,310	1	0,00	22,619	22,62	33,93	3	11,31
13	2	2	2,000	1	20	0,283	11,310	1	0,00	24,504	24,50	35,81	3	11,94
14	2	2	2,000	1	20	0,283	11,310	1	0,00	26,389	26,39	37,70	3	12,57
15	3	3	2,667	1	20	0,283	15,080	1	3,00	28,274	56,55	71,63	3	23,88
16	3	3	2,667	1	20	0,283	15,080	1	3,00	30,159	60,32	75,40	3	25,13
17	3	3	2,667	1	20	0,283	15,080	1	3,00	32,044	64,09	79,17	3	26,39
18	3	3	3,333	1	20	0,283	18,850	1	3,00	33,929	67,86	86,71	3	28,90
19	3	3	4,333	1	20	0,283	24,504	1	3,00	35,814	71,63	96,13	3	32,04
20	3	3	5,000	1	20	0,283	28,274	1	3,00	37,699	75,40	103,67	3	34,56
21	4	4	6,333	1	20	0,283	35,814	1	3,14	39,584	81,05	116,87	3	38,96
22	7	7	7,333	1	20	0,283	41,469	1	3,63	41,469	91,58	133,05	3	44,35
23	9	9	8,333	1	20	0,283	47,124	1	4,22	43,354	104,37	151,49	3	50,50
24	12	12	10,000	1	20	0,283	56,549	1	5,00	45,239	120,64	177,19	3	59,06
25	12	12	11,333	1	12	0,283	38,453	1	5,64	47,124	135,66	174,11	3	58,04
26	13	13	13,000	1	12	0,283	44,108	1	6,25	49,009	151,11	195,22	3	65,07
27	14	14	14,833	1	12	0,283	50,328	1	6,85	50,894	167,04	217,36	3	72,45
28	15	15	16,500	1	20	0,283	93,305	1	7,43	52,779	183,47	276,77	3	92,26
29	19	17	18,833	1	20	0,283	106,500	1	8,07	54,664	201,65	308,15	3	102,72
30	22	18,5	21,667	1	20	0,283	122,522	1	8,72	56,549	220,89	343,42	3	114,47
31	30	22,5	23,333	1	20	0,283	131,947	1	9,53	58,434	244,05	375,99	3	125,33
32	38	26,5	25,333	1	20	0,283	143,257	1	10,47	60,319	270,88	414,13	3	138,04
33	50	32,5	27,833	1	20	0,283	157,934	1	11,63	62,204	303,38	460,77	3	153,59
34	50	32,5	29,167	1	20	0,283	164,934	1	12,68	64,088	334,86	499,80	3	166,60
35	50	32,5	30,500	1	20	0,283	172,473	1	13,62	65,973	365,47	537,95	3	179,32
36	50	32,5	32,500	1	20	0,283	183,783	1	14,48	67,858	395,33	579,11	3	193,04
37	50	32,5	32,500	1	20	0,283	183,783	1	15,26	69,743	424,52	608,31	3	202,77
38	50	32,5	32,500	1	20	0,283	183,783	1	15,98	71,628	453,15	636,93	3	212,31
39	50	32,5	32,500	1	20	0,283	183,783	1	16,64	73,513	481,27	665,05	3	221,68
40	50	32,5	32,500	1	20	0,283	183,783	1	17,25	75,398	508,94	692,72	3	230,91



**JUDUL TUGAS**

**TUGAS AKHIR**  
**(RC14-1501)**

NAMA GAMBAR

**GAMBAR RENCANA  
ALTERNATIF PILAR TUNGGAL**

**SKALA GAMBAR**

1:20

NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1	1
2	1
3	1
4	1
5	1
6	1
7	1
8	1
9	1
10	1
11	1
12	1
13	1
14	1
15	1
16	1
17	1
18	1
19	1
20	1
21	1
22	1
23	1
24	1
25	1
26	1
27	1
28	1
29	1
30	1
31	1
32	1
33	1
34	1
35	1
36	1
37	1
38	1
39	1
40	1
41	1
42	1
43	1
44	1
45	1
46	1
47	1
48	1
49	1
50	1
51	1
52	1
53	1
54	1
55	1
56	1
57	1
58	1
59	1
60	1
61	1
62	1
63	1
64	1
65	1
66	1
67	1
68	1
69	1
70	1
71	1
72	1
73	1
74	1
75	1
76	1
77	1
78	1
79	1
80	1
81	1
82	1
83	1
84	1
85	1
86	1
87	1
88	1
89	1
90	1
91	1
92	1
93	1
94	1
95	1
96	1
97	1
98	1
99	1
100	1

110

**DOSEN PEMBIMBING**

**Ir. SUWARNO, M.Eng**

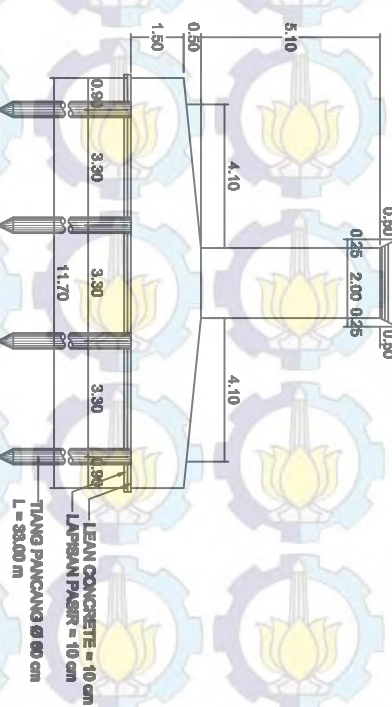
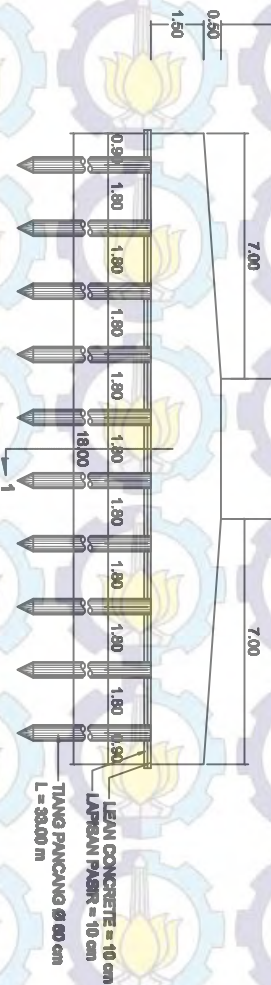
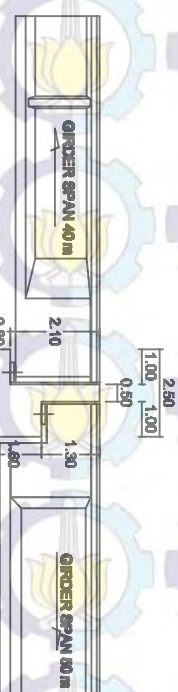
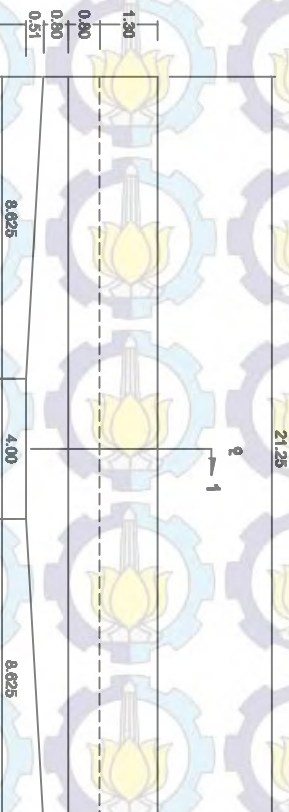
**Dr. Ir. DJOKO UNTUNG**

**NAMA MAHASISWA**  
**NRP**

**SYAHRIAL FAHMI**

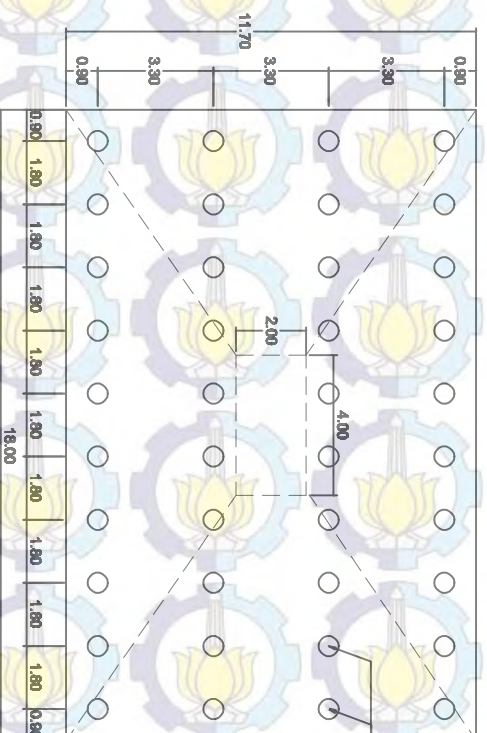
3112.106.032

NO. REVISI	TGL. REVISI
------------	-------------



**TAMPAK DEPAN BANGUNAN BAWAH OVERPASS SEMI  
ALTERNATIF PILAR TUNGGAH.**

**POTONGAN 1-1**  
SKALA 1 : 200



— **TIANG PANGKANG Ø 80MM**  
— **L = 39.00 M**

## 1. DENAH PONDASI TIANG PANCANG ALTERNATIF PILAR TUNGAL

ALTERNATI  
SKALA 1 : 200



- Skala 1 : 50 - 80 mm (1:200)  
- Skala 1 : 100 - 120 mm (1:100)  
- Skala 1 : 200 - 160 mm (1:50)  
- Skala 1 : 300 - 200 mm (1:30)  
- Skala 1 : 400 - 240 mm (1:25)  
- Skala 1 : 500 - 280 mm (1:20)  
- Skala 1 : 600 - 320 mm (1:15)  
- Skala 1 : 700 - 360 mm (1:10)  
- Skala 1 : 800 - 400 mm (1:8)  
- Skala 1 : 900 - 440 mm (1:6)  
- Skala 1 : 1000 - 480 mm (1:5)  
- Skala 1 : 1100 - 520 mm (1:4)  
- Skala 1 : 1200 - 560 mm (1:3)  
- Skala 1 : 1300 - 600 mm (1:2.5)  
- Skala 1 : 1400 - 640 mm (1:2)  
- Skala 1 : 1500 - 680 mm (1:1.5)  
- Skala 1 : 1600 - 720 mm (1:1.33)  
- Skala 1 : 1700 - 760 mm (1:1.25)  
- Skala 1 : 1800 - 800 mm (1:1.125)  
- Skala 1 : 1900 - 840 mm (1:1.05)  
- Skala 1 : 2000 - 880 mm (1:1)  
- Skala 1 : 2100 - 920 mm (1:0.95)  
- Skala 1 : 2200 - 960 mm (1:0.9)  
- Skala 1 : 2300 - 1000 mm (1:0.85)  
- Skala 1 : 2400 - 1040 mm (1:0.8)  
- Skala 1 : 2500 - 1080 mm (1:0.75)  
- Skala 1 : 2600 - 1120 mm (1:0.7)  
- Skala 1 : 2700 - 1160 mm (1:0.65)  
- Skala 1 : 2800 - 1200 mm (1:0.6)  
- Skala 1 : 2900 - 1240 mm (1:0.55)  
- Skala 1 : 3000 - 1280 mm (1:0.5)  
- Skala 1 : 3100 - 1320 mm (1:0.45)  
- Skala 1 : 3200 - 1360 mm (1:0.4)  
- Skala 1 : 3300 - 1400 mm (1:0.35)  
- Skala 1 : 3400 - 1440 mm (1:0.33)  
- Skala 1 : 3500 - 1480 mm (1:0.3)  
- Skala 1 : 3600 - 1520 mm (1:0.28)  
- Skala 1 : 3700 - 1560 mm (1:0.25)  
- Skala 1 : 3800 - 1600 mm (1:0.23)  
- Skala 1 : 3900 - 1640 mm (1:0.2)  
- Skala 1 : 4000 - 1680 mm (1:0.18)  
- Skala 1 : 4100 - 1720 mm (1:0.17)  
- Skala 1 : 4200 - 1760 mm (1:0.15)  
- Skala 1 : 4300 - 1800 mm (1:0.14)  
- Skala 1 : 4400 - 1840 mm (1:0.13)  
- Skala 1 : 4500 - 1880 mm (1:0.12)  
- Skala 1 : 4600 - 1920 mm (1:0.11)  
- Skala 1 : 4700 - 1960 mm (1:0.1)  
- Skala 1 : 4800 - 2000 mm (1:0.09)  
- Skala 1 : 4900 - 2040 mm (1:0.085)  
- Skala 1 : 5000 - 2080 mm (1:0.08)  
- Skala 1 : 5100 - 2120 mm (1:0.075)  
- Skala 1 : 5200 - 2160 mm (1:0.07)  
- Skala 1 : 5300 - 2200 mm (1:0.065)  
- Skala 1 : 5400 - 2240 mm (1:0.06)  
- Skala 1 : 5500 - 2280 mm (1:0.055)  
- Skala 1 : 5600 - 2320 mm (1:0.05)  
- Skala 1 : 5700 - 2360 mm (1:0.045)  
- Skala 1 : 5800 - 2400 mm (1:0.04)  
- Skala 1 : 5900 - 2440 mm (1:0.035)  
- Skala 1 : 6000 - 2480 mm (1:0.033)  
- Skala 1 : 6100 - 2520 mm (1:0.03)  
- Skala 1 : 6200 - 2560 mm (1:0.028)  
- Skala 1 : 6300 - 2600 mm (1:0.025)  
- Skala 1 : 6400 - 2640 mm (1:0.023)  
- Skala 1 : 6500 - 2680 mm (1:0.02)  
- Skala 1 : 6600 - 2720 mm (1:0.018)  
- Skala 1 : 6700 - 2760 mm (1:0.017)  
- Skala 1 : 6800 - 2800 mm (1:0.015)  
- Skala 1 : 6900 - 2840 mm (1:0.014)  
- Skala 1 : 7000 - 2880 mm (1:0.013)  
- Skala 1 : 7100 - 2920 mm (1:0.012)  
- Skala 1 : 7200 - 2960 mm (1:0.011)  
- Skala 1 : 7300 - 3000 mm (1:0.01)  
- Skala 1 : 7400 - 3040 mm (1:0.009)  
- Skala 1 : 7500 - 3080 mm (1:0.0085)  
- Skala 1 : 7600 - 3120 mm (1:0.008)  
- Skala 1 : 7700 - 3160 mm (1:0.0075)  
- Skala 1 : 7800 - 3200 mm (1:0.007)  
- Skala 1 : 7900 - 3240 mm (1:0.0065)  
- Skala 1 : 8000 - 3280 mm (1:0.006)  
- Skala 1 : 8100 - 3320 mm (1:0.0055)  
- Skala 1 : 8200 - 3360 mm (1:0.005)  
- Skala 1 : 8300 - 3400 mm (1:0.0045)  
- Skala 1 : 8400 - 3440 mm (1:0.004)  
- Skala 1 : 8500 - 3480 mm (1:0.0035)  
- Skala 1 : 8600 - 3520 mm (1:0.0033)  
- Skala 1 : 8700 - 3560 mm (1:0.003)  
- Skala 1 : 8800 - 3600 mm (1:0.0028)  
- Skala 1 : 8900 - 3640 mm (1:0.0025)  
- Skala 1 : 9000 - 3680 mm (1:0.0023)  
- Skala 1 : 9100 - 3720 mm (1:0.002)  
- Skala 1 : 9200 - 3760 mm (1:0.0018)  
- Skala 1 : 9300 - 3800 mm (1:0.0017)  
- Skala 1 : 9400 - 3840 mm (1:0.0015)  
- Skala 1 : 9500 - 3880 mm (1:0.0014)  
- Skala 1 : 9600 - 3920 mm (1:0.0013)  
- Skala 1 : 9700 - 3960 mm (1:0.0012)  
- Skala 1 : 9800 - 4000 mm (1:0.0011)  
- Skala 1 : 9900 - 4040 mm (1:0.001)  
- Skala 1 : 10000 - 4080 mm (1:0.0009)



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
PROSES BAKALAN TEKNIK SIPIL

JUDUL: TUGAS

TUGAS AKHIR  
(RC14-1501)

NAMA GAMBAR

GAMBAR PENULANGAN PILAR  
ALTERNATIF PILAR TUNGGAL

SKALA GAMBAR

1 : 100

NO GAMBAR JUMLAH GAMBAR

2 10

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUWARNO, M.Eng

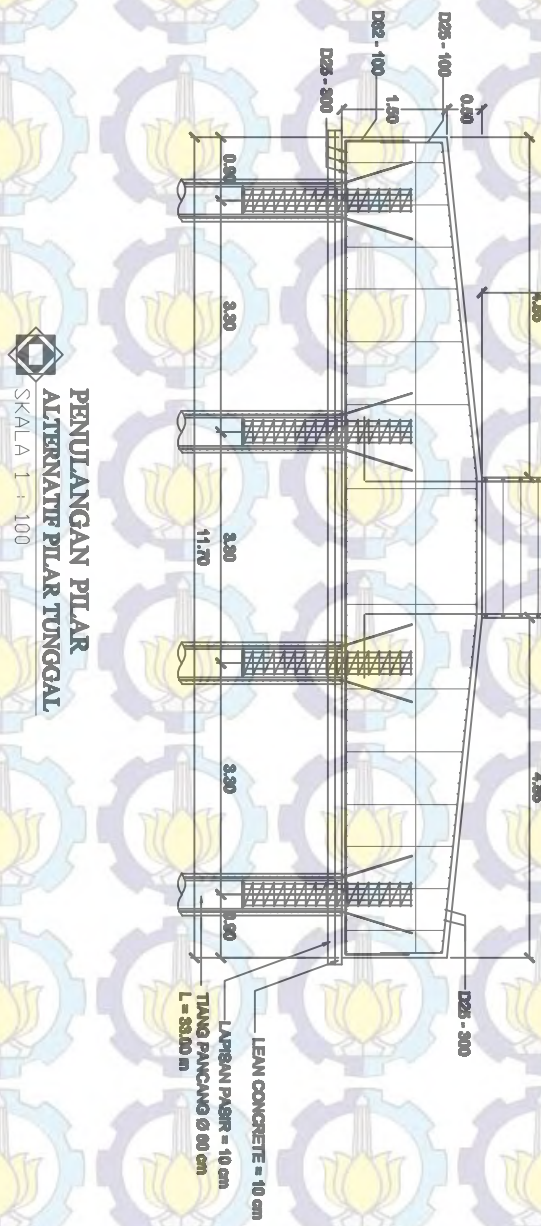
Dr. Ir. DIKO UNTUNG

NAMA MAHASISWA  
NRP

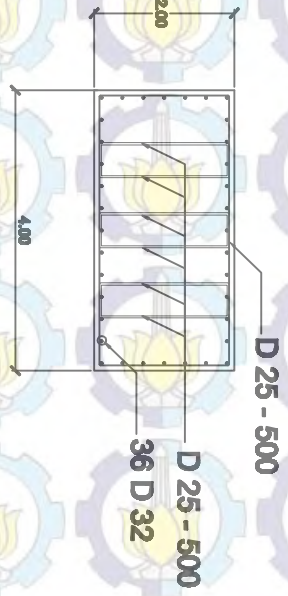
SYAHRUL FAHMI

3112.106.032

NO. REVISI TGL. REVISI



DETAIL PENULANGAN PILAR  
SKALA 1 : 100



PENULANGAN PILAR  
ALTERNATIF PILAR TUNGGAL  
SKALA 1 : 100





JUDUL TUGAS

**TUGAS AKHIR**  
**(RC14-1501)**

**NAMA GAMBAR**

**GAMBAR DETAIL PENJLANGAN  
PIER HEAD ALTERNATIF  
PILAR TUNGGAL.**

**SKALA GAMBAR**

1:50

NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1	1
2	1
3	1
4	1
5	1
6	1
7	1
8	1
9	1
10	1
11	1
12	1
13	1
14	1
15	1
16	1
17	1
18	1
19	1
20	1
21	1
22	1
23	1
24	1
25	1
26	1
27	1
28	1
29	1
30	1
31	1
32	1
33	1
34	1
35	1
36	1
37	1
38	1
39	1
40	1
41	1
42	1
43	1
44	1
45	1
46	1
47	1
48	1
49	1
50	1
51	1
52	1
53	1
54	1
55	1
56	1
57	1
58	1
59	1
60	1
61	1
62	1
63	1
64	1
65	1
66	1
67	1
68	1
69	1
70	1
71	1
72	1
73	1
74	1
75	1
76	1
77	1
78	1
79	1
80	1
81	1
82	1
83	1
84	1
85	1
86	1
87	1
88	1
89	1
90	1
91	1
92	1
93	1
94	1
95	1
96	1
97	1
98	1
99	1
100	1

3  
10

### DOSEN PEMBIMBING

**Ir. SUWARNO, M.Eng**

**Dr. Ir. DJOKO UNTUNG**

**NAMA MAHASISWA**  
**NRP**

**SYAHRIAL FAHMI**

3112.106.032

NO. REVISI	TGL. REVISI
------------	-------------







- Skala : 1/2" = 33.00 M (1:200)  
 - Lembar : 1/2" = 33.00 M (1:200)  
 - Lembar : 1/2" = 33.00 M (1:200)  
 - Lembar : 1/2" = 33.00 M (1:200)  
 - Lembar : 1/2" = 33.00 M (1:200)



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 PROGRAM S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS

TUGAS AKHIR  
(RC14-1501)

NAMA GAMBAR

GAMBAR RENCANA  
 ALTERNATIF PILAR GANDA  
 DENGAN PILCAP TERPISAH

SKALA GAMBAR

1 : 200

NO GAMBAR JUMLAH GAMBAR

5 10

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUWARNO, M.Eng

Dr. Ir. DOKO UNTUNG

NAMA MAHASISWA  
 NRP

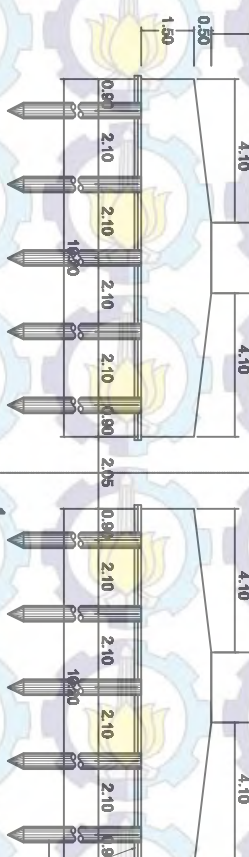
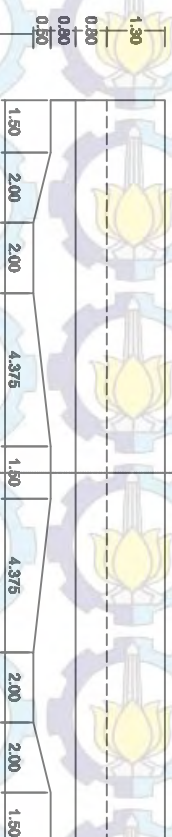
STAFIRUL FAHMI

3112.106.032

NO. REVISI TGL. REVISI

21.25

1



LEAN CONCRETE = 10 cm  
 LAPISAN PASIR = 10 cm  
 TANG PANCANG Ø 60 cm  
 L = 33.00 m



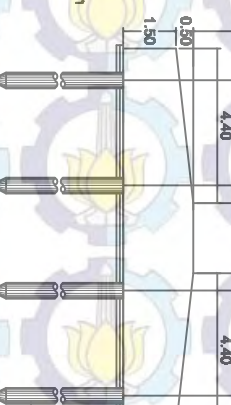
POTONGAN MELINTANG BANGUNAN BAWAH OVERPASS  
 SEMENTAL ALTERNATIF PILAR GANDA DENGAN PILCAP

TERPISAH

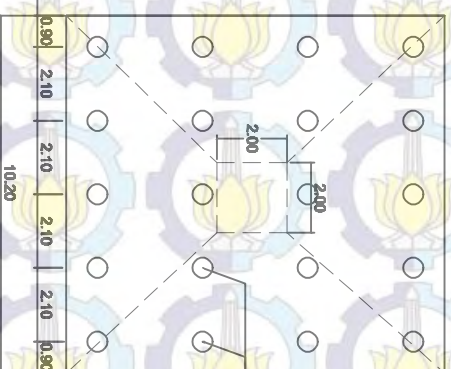
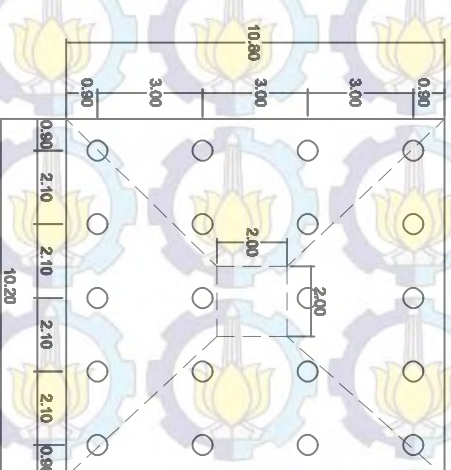
SKALA 1 : 200



POTONGAN 1-1  
 SKALA 1 : 200



LEAN CONCRETE = 10 cm  
 LAPISAN PASIR = 10 cm  
 TANG PANCANG Ø 60 cm  
 L = 33.00 m



TANG PANCANG Ø 60 cm  
 L = 33.00 M



DRYA PONDASI TANG PANCANG  
 ALTERNATIF PILAR GANDA DENGAN PILCAP TERPISAH

SKALA 1 : 200



**KETERANGAN**

- D25 = 25 mm (1 in)
- D32 = 32 mm (1 1/4 in)
- D40 = 40 mm (1 1/2 in)
- D50 = 50 mm (2 in)
- D60 = 60 mm (2 1/4 in)
- D75 = 75 mm (3 in)
- D100 = 100 mm (4 in)
- D125 = 125 mm (5 in)
- D150 = 150 mm (6 in)
- D200 = 200 mm (8 in)
- D250 = 250 mm (10 in)
- D300 = 300 mm (12 in)
- D350 = 350 mm (14 in)
- D400 = 400 mm (16 in)
- D450 = 450 mm (18 in)
- D500 = 500 mm (20 in)
- D550 = 550 mm (22 in)
- D600 = 600 mm (24 in)
- D650 = 650 mm (26 in)
- D700 = 700 mm (28 in)
- D750 = 750 mm (30 in)
- D800 = 800 mm (32 in)
- D850 = 850 mm (34 in)
- D900 = 900 mm (36 in)
- D950 = 950 mm (38 in)
- D1000 = 1000 mm (40 in)



**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
PRODI SARANA DAN PRASARANA TEKNIK SIPIL

**JUDUL: TUGAS**

**TUGAS AKHIR**  
(RC14-1501)

**NAMA GAMBAR**

**GAMBAR PENULANGAN PILAR**  
**ALTERNATIF PILAR GANDA**  
**DENGAN PILE CAP TERPISAH**

**SKALA GAMBAR**

**1 : 100**

**NO GAMBAR**

**6**

**10**

**DOSEN PEMBIMBING**

**Dr. Ir. DIOKO UNTUNG**

**NAMA MAHASISWA**

**MRP**

**STAHKUL FAHMI**

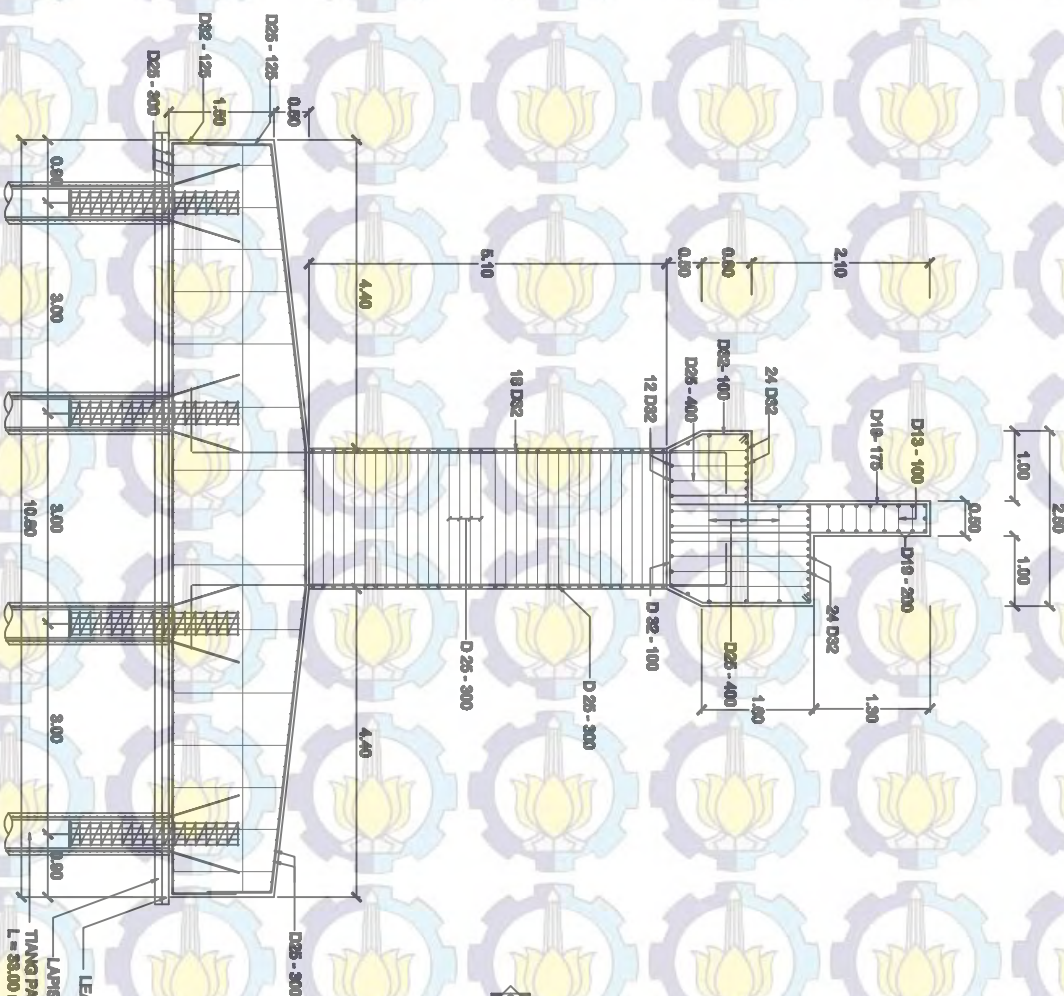
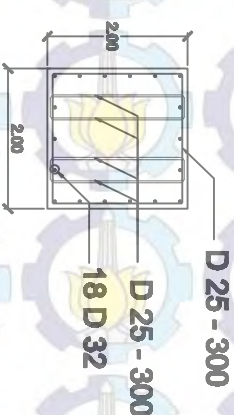
**3112.106.032**

**NO. REVISI**

**TGL. REVISI**

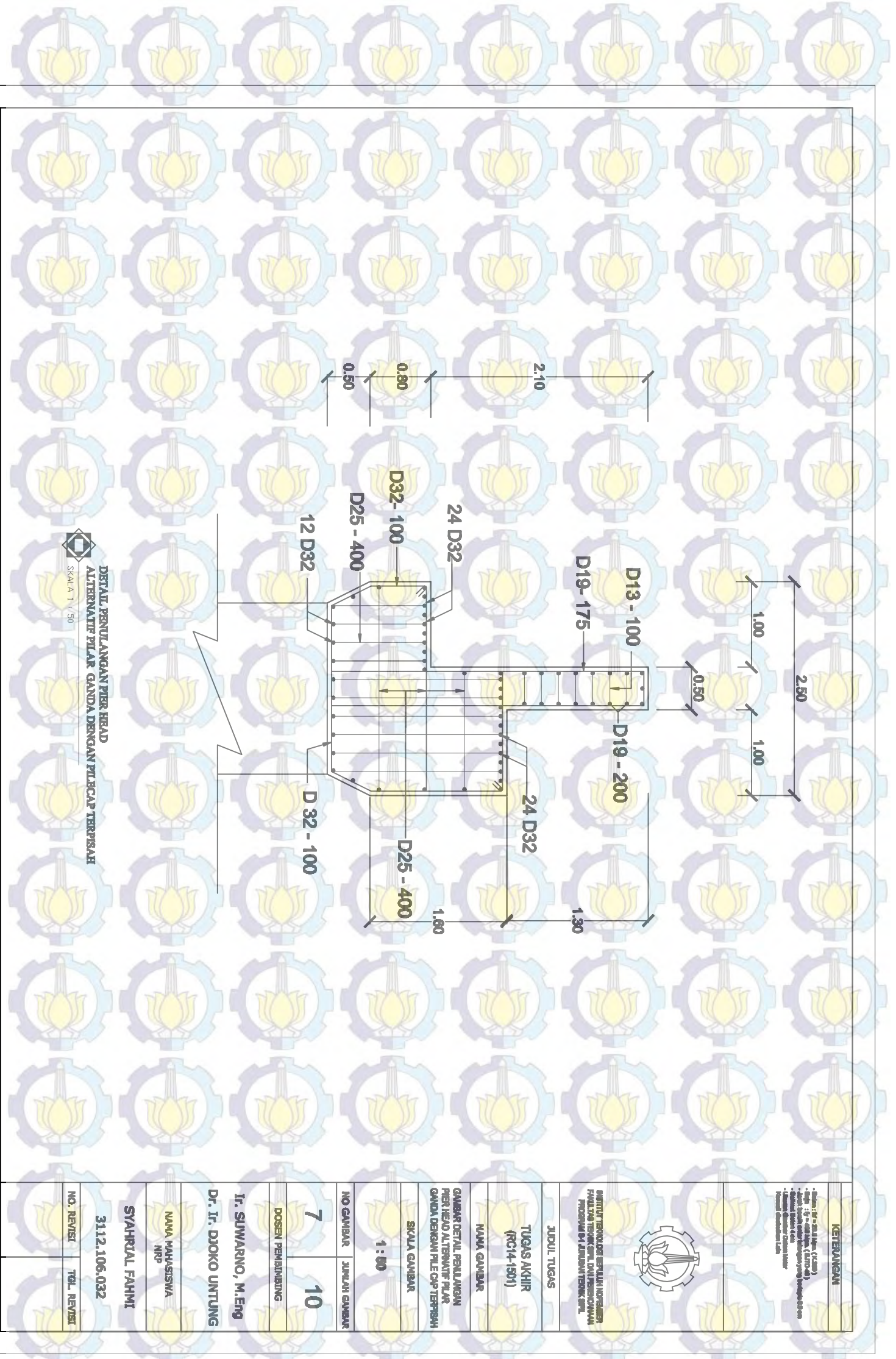


**DETAIL PENULANGAN PILAR**  
SKALA 1 : 100



**PENULANGAN PILAR**  
**ALTERNATIF PILAR GANDA DENGAN PILECAP TERPISAH**  
SKALA 1 : 100









## DETAIL PENULANGAN PILB CAP ALTERNATIF PILAR GANDA DENGAN PILB CAP TERPISAH

## DETAIL BENTIL ANGGAN DIT R CAP

SKALA 1 : 100

- LEAN CONCRETE = 10 cm
- LAPISAN PASIR = 10 cm
- TINGGAL PANGKANG Ø 60 cm
- 38.00 m

**TUGAS AKHIR**  
**(RC14-1501)**

**GAMBAR DETAIL PENJAJANG  
PILE CAP ALTERNATIF PILAR GANDU  
DENGAN PILE CAP TERPASAH**

1:100

8  
10

### DOSAN PEMBAKIBING

**Ir. SUWARNO, M.Eng**

**Dr. Ir. DJOKO UNTUNG**

**NAMA MAHASISWA**

N

SYAHRIL FAHMI

3112.106.032

NO. REVISI	TGL. REVISI
------------	-------------

TGL REVISI



**KETERANGAN**

- **Reaction:**  $BF_3 + 2H_2O \rightarrow H_2O \cdot BF_3 \cdot H_2O$
- **High:**  $\gamma = 400 \text{ MHz}$  ( $BF_3 \cdot OEt_2$ )
- **Peak broadening:**  $\Delta\nu_{\text{peak}} = 200 \text{ Hz}$  (range 0.0-0.1 ppm)
- **Chemical Shift:**  $\delta = 0$
- **Lowest Chemical Shift:**  $\delta = 0$
- **Chemical Shift:**  $\delta = 0$



- Skala : 1/20 = 20.00 mm (1:200)  
 - Lembar : 1/20 = 20.00 mm (1:200)  
 - Lembar : 1/20 = 20.00 mm (1:200)  
 - Lembar : 1/20 = 20.00 mm (1:200)  
 - Lembar : 1/20 = 20.00 mm (1:200)



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 PROGRAM S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS

TUGAS AKHIR

(RC14-1501)

NAMA GAMBAR

GAMBAR RENCANA  
 ALTERNATIF BLOK CAP  
 TANG SEDIKJAWA

SKALA GAMBAR

1 : 200

NO GAMBAR JUDUL GAMBAR

9 10

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Suwarno, M.Eng

Dr. Ir. Doko Untung

NAMA MAHASISWA

NRP

STANISLA PAULI

3112.106.032

NO. REVISI TGL. REVISI

2.50 1.00 1.00 0.50

GINDER SPAN 4m

2.10

GINDER SPAN 5m

1.30

1.45 0.80

1.50

1.45

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

1.50

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

21.25

2

1

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

1.30

0.20

0.30

5.10

1.80

1.80

1.80

1.80

1.80

1.80

1.80

1.80

1





SKALA 1 : 50





## BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Syahrial Fahmi, dilahirkan di Surabaya pada tanggal 6 September 1991, anak ke 3 dari 4 bersaudara. Pendidikan formal yang ditempuh antara lain :

Taman Kanak-kanak Nurul Ulum, Sekolah Dasar Tunas Bahari dilanjutkan pendidikan Sekolah

Menengah Pertama Negeri 5 Surabaya, lalu melanjutkan pendidikan Sekolah Menengah Atas Mujahidin Surabaya dan kemudian melanjutkan jenjang studi D-III Teknik Sipil ITS program studi Bangunan Transportasi yang ditempuh dalam 3 tahun dan lulus pada tahun 2012. Penulis kemudian melanjutkan jenjang studi lintas jalur sarjana di jurusan Teknik Sipil FTSP ITS dan terdaftar dengan NRP. 3112 106 032. Di Program Studi sarjana ini, penulis mengambil program studi Geoteknik. Penulis juga aktif dalam organisasi keagamaan yakni JMAA D3 Teknik Sipil pada tahun 2010. Beberapa pengalaman kerja yang pernah didapatkan penulis yaitu pernah bekerja freelance di CV Adhi Utama dan CV Asta Tiga.